

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER† AACHEN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

32. JAHRGANG

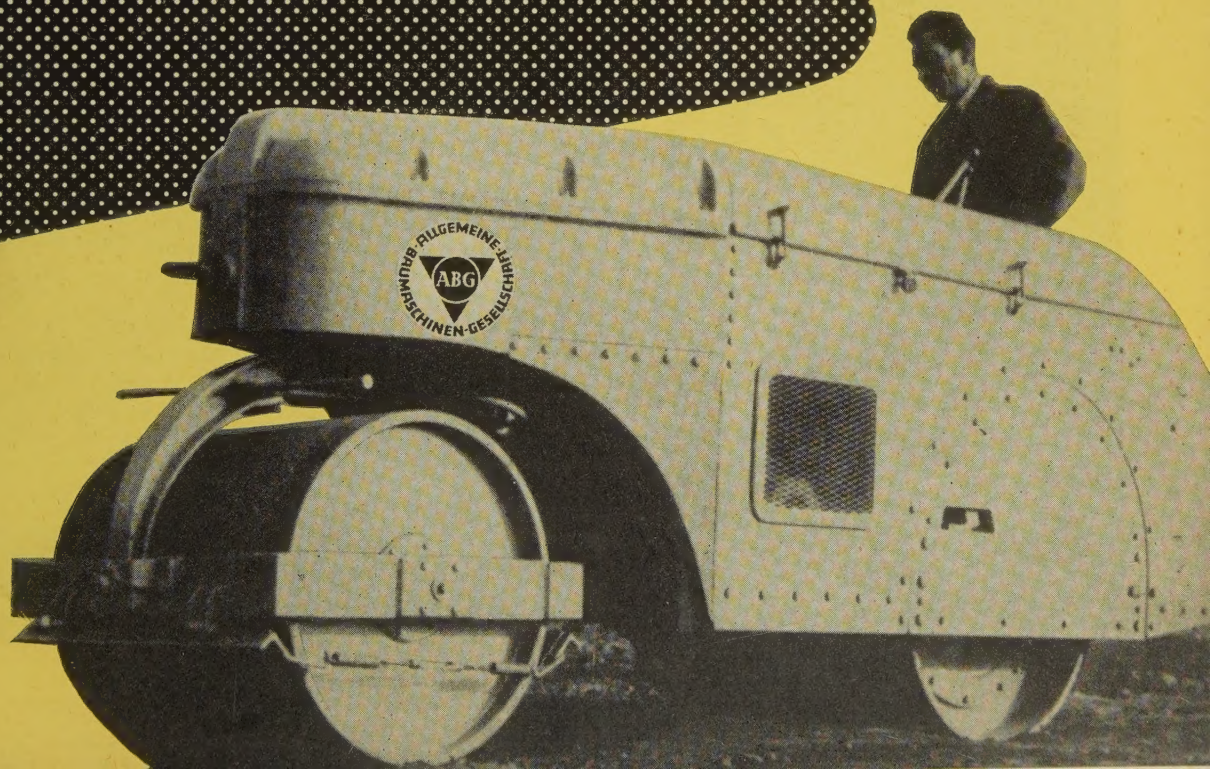
AUGUST 1957

HEFT 8

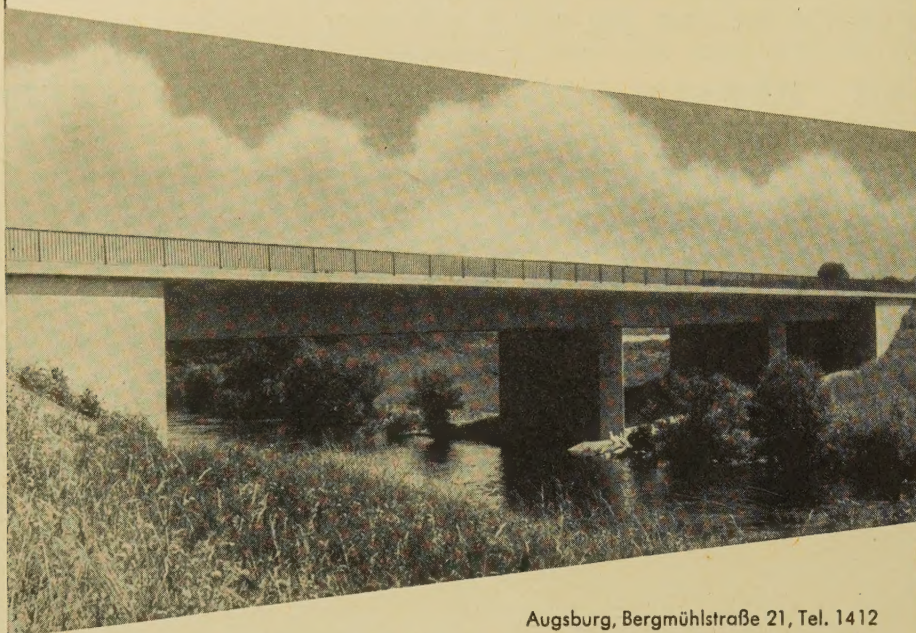
Vibrationswalze Type SW eine begehrte Universalmaschine



ABG ALLGEMEINE BAUMASCHINEN GESELLSCHAFT · BÖSINGFELD / LIPPE



SÜDDEUTSCHE SPANNBETON GESELLSCHAFT m. b. H.

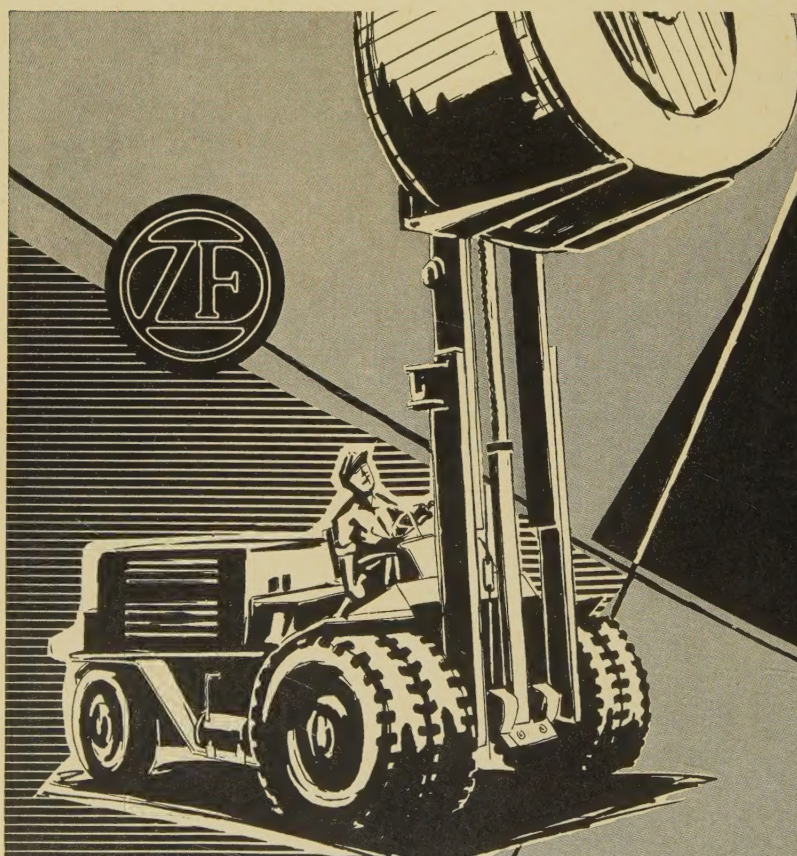


Augsburg, Bergmühlstraße 21, Tel. 1412
Köln, Klettenberggürtel 37, Tel. 419074

SUSPA

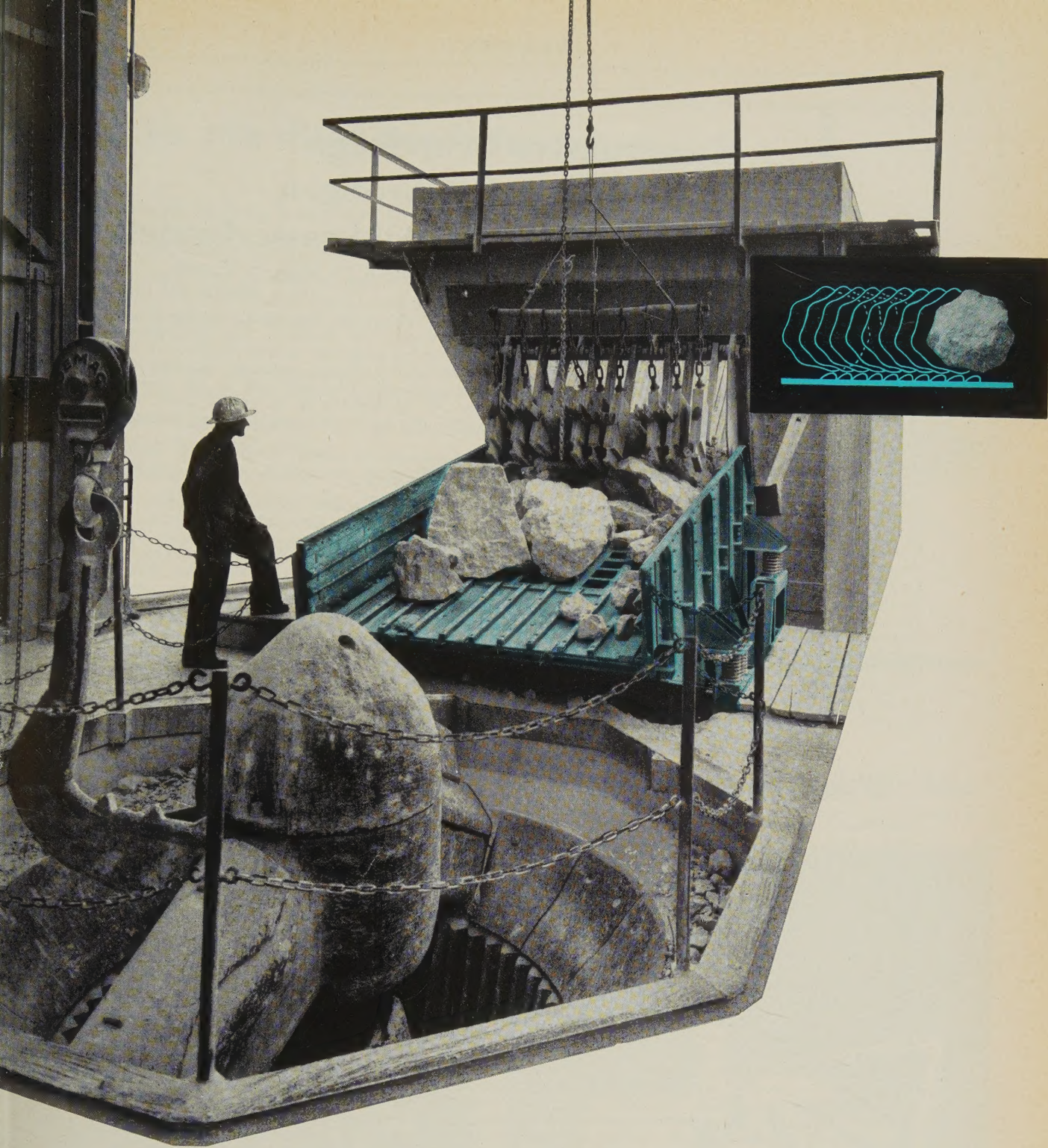
Spannbetonbrücke
für eine Bundesstraße

Stützweiten 33,80
bzw. 22,75 m bzw. 17,90 m
Brückenklasse 60 to
vorgespannt durch 36, bzw. 20,
bzw 12 Spannglieder BBRV
mit je 85 to Vorspannkraft



GETRIEBE
und manuelle
oder hydraulische
LENKUNGEN
für Nutzfahrzeuge,
Hubstapler und
sonstige Spezialfahrzeuge

ZAHNRADFABRIK FRIEDRICHSHAFEN AG



Warum kann ein so unscheinbares Sieb den riesenhaften Brecher speisen?

Die Lösung heißt: Mikrowurf-Förderprinzip. Durch die minimalen, schnellen und immer besonders abgestimmten Schwingungen der Rinne wird das Gut fast schwebend bewegt, auch selbst, wenn es solche Gesteinsbrocken wie in der Abbildung sind. Zwischen Fördergut und Rinne tritt deshalb nur eine geringe Schleifwirkung auf. Da sich die Schwingungen sogar nach dem Einbau einstellen lassen (Amplitude, Frequenz, Wirkrichtung) erreicht man neben dem Austrag und der Förderung einen einwandfreien Siebeffekt. Im Beispiel wird der Brecher durch das Ausieben entlastet und ein Zerkleinern der schon richtigen Korngröße vermieden. — Nebenbei: das Mikrowurf-Förderprinzip wurde von Schenck entwickelt! Eine größere Übersicht gibt Ihnen die Druckschrift S 7025. Fordern Sie noch heute ihre kostenlose Übersendung an.



**Carl Schenck
Maschinenfabrik GmbH
Darmstadt**

Konstruktive Grundzüge und praktische Erfahrungen beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten

Von Dipl.-Ing. **Franz Köhler**, München. Mit 75 Abbildungen. VII, 135 Seiten Gr.-8°. 1956.

Steif geheftet DM 13,20

Eines der interessantesten, vielseitigsten und schwierigsten Gebiete des Stahlbauers ist der Stahlwasserbau, d. h. Entwurf, Berechnung, Konstruktion, Ausführung und Montage von Stahlbauten, die in direkte Berührung mit dem Wasser kommen.

Da bis heute über den Stahlwasserbau kein zusammenfassendes Lehrbuch existiert, sondern der Fachmann auf firmeneigene Erfahrungen und Zusammenstellungen wie auch auf in der ganzen Welt verstreute Publikationen in Zeitschriften angewiesen ist, so begrüßt er es um so mehr, daß der Springer-Verlag mit der Publikation von *Franz Köhler* den gegenwärtigen Stand der Entwicklung zeigt.

Der Verfasser behandelt die Wehrverschlüsse und die Schleusenverschlüsse, kann jedoch wegen des geringen Umfangs des Buches nur skizzieren, ohne ins Einzelne einzugehen. Zudem vermißt man eine ausführliche Literaturangabe.

Das Buch kann jedem Stahlwasserbauer zum Studium empfohlen werden. Was jedoch fehlt, ist eine zusammenfassende Darstellung des Stahlwasserbaues (Berechnung, Konstruktion, Dichtungen, Rostschutz, Windwerke, Montage), ein Buch, welches mindestens 500 Seiten umfaßt und die notwendigen Literaturangaben besitzt.

„Schweizerische Bauzeitung“

Inhaltsübersicht: Erster Teil: **Wehrverschlüsse:** A. Allgemeines: Bewegliche Wehrverschlüsse. Antriebe. Gewichte und Kosten. — B. Dichtungen: Allgemeine Anforderungen. Ausführungsarten. — C. Wehrbeheizung. — D. Unterwasserrostschutz. — E. Berechnung von Stahlwasserbauten: Stahlkonstruktionen. Antriebe. — Zweiter Teil: **Schleusenverschlüsse.** A. Allgemeine Aufgaben der Füll- und Entleerungsorgane: Binnenschleusen. Seeschleusen. — B. Statische und konstruktive Grundsätze: Allgemeines. Lastannahme. Statistische, konstruktive und bauliche Besonderheiten. — C. Antriebe: Allgemeines. Huborgane. Motorleistung. Bemessungsgrundlagen. Anwendung bei verschiedenen Verschlusssystemen. — D. Unterwasserrostschutz. — E. Zusammenfassung. — Sachverzeichnis.

Praktische Winke zum Studium der Statik

Grundlagen. Anwendungen. Rechenkontrollen. Von Dr.-Ing. habil. **Ernst Kohl**, o. Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. Mit 208 Abbildungen. VIII, 224 Seiten Gr.-8°. 1957. Ganzleinen DM 18,—

Unter der großen Zahl der Statikbücher nehmen die „Praktischen Winke“ eine Sonderstellung ein. Wie der Titel bereits zum Ausdruck bringt, handelt es sich dabei nicht um ein Lehrbuch im üblichen Sinne; vielmehr will das Werk dem Studierenden bzw. dem jungen Ingenieur praktische Winke geben, wie das Studium der Statik am besten anzugreifen ist, und ihm zeigen, welche Verfahren zur Lösung der mannigfaltigen Aufgaben der Praxis jeweils zweckmäßig sind.

Die erste Auflage der „Praktischen Winke“ von **Robert Otzen**, die Ende 1910 erschien, erfreute sich gleich großer Beliebtheit. Kurz vor Beginn des ersten Weltkrieges, im Sommer 1914, erschien bereits eine zweite Auflage; so mancher Angehörige der heutigen älteren Generation hat damals wie der Unterzeichnete als Soldat „seinen Otzen“ im Tornister durch Frankreich und Rußland getragen. Das Inflationsjahr 1923 brachte schließlich die vierte und letzte Ausgabe. Nun liegt das Buch, von **Ernst Kohl** vollkommen neu bearbeitet, wiederum vor. Die Gliederung ist, wie ja kaum anders möglich, ungefähr die gleiche wie bei **Otzen**. Der Besprechung der Gleichgewichtsaufgaben einschl. der Einflußlinien folgt die Lösung der Formänderungsaufgabe; den Abschluß bilden die statisch unbestimmten Tragwerke. Jeder einzelne Abschnitt spiegelt jedoch die Entwicklung der inzwischen vergangenen Jahrzehnte wider. Besonders deutlich wird dies bei den unbestimmten Tragwerken. Früher wurden lediglich ein- und zweifach unbestimmte Systeme ausführlich besprochen; als Beispiel mehrfach unbestimmter Tragwerke wurde nur der eingespannte Rahmen sowie der Durchlaufträger kurz behandelt. Die neue Ausgabe dagegen bringt sämtliche modernen Verfahren (statisch unbestimmtes Hauptsystem, Kraft- und Formänderungsmethode, Momenten- und Drehwinkelausgleich, Festpunktverfahren usw.). Die früher gebräuchlichen graphischen Methoden sind weitgehend verlassen, ebenso das Verfahren von **Castigliano**. Statt dessen wird die Aufstellung und Lösung der Elektrizitätsgleichungen einschl. der für die zahlenmäßige Berechnung so wichtigen Rechenproben ausführlich dargelegt. Die Besonderheiten bei der Berechnung von Tragwerken mit größerer Formänderung (Theorie zweiter Ordnung) werden am Beispiel des querbelasteten Stabes mit Längskraft gezeigt. Im Gegensatz zu **Otzen**, der sehr ausführliche Schrifttumsnachweise gab, verzichtet **Kohl** fast vollständig auf Literaturangaben. Bei der teilweise recht knappen Darstellung dürften jedoch einige ausgewählte Hinweise, z. B. wo man den behandelten Stoff besonders klar und ausführlich findet, dem Leser zweifellos willkommen sein.

Das vorliegende Buch ist mit großer Liebe zusammengestellt und zeigt deutlich die lange Unterrichtserfahrung des Verfassers; es kann daher den Studierenden wie auch den Ingenieuren der Praxis wärmstens empfohlen werden. Möge es mit demselben Eifer und der gleichen Begeisterung studiert werden wie seinerzeit das Buch von **Otzen**.

„Der Bauingenieur“.

SPRINGER VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

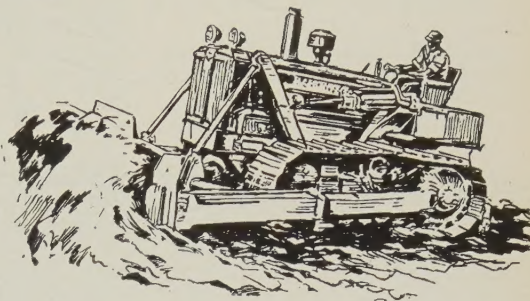
Sichern Sie sich diese Sonderleistung!

Mit ihren 60 PS stellt Ihnen die K 60 E mehr als 6200 kg Zugkraft zur Verfügung. Dabei ist sie sehr genügsam – sie verbraucht nur 5,5–6 l Kraftstoff pro Betriebsstunde. Die ganze Maschine ist auf alle, auch die ungünstigsten Arbeitsverhältnisse eingestellt und bietet eine Vielzahl lohnender Vorteile. Jedes Detail dieser fortschrittlichen Konstruktion hilft die Leistung steigern und die Kosten senken:

- der starke 2-Takt-Dieselmotor mit dem ansteigenden Drehmoment bei sinkender Motordrehzahl – auch an größeren Hindernissen kein „Abwürgen“
- die Thermostat-Zweikreis-Kühlung – bei allen Belastungsstufen stets die richtige Betriebstemperatur
- der durchgehende Bauchpanzer – Vollschutz für Motor und Triebwerk, enorme Wurfähigkeit in Wasser und Schlamm

Die K 60 E wird außer als Bulldozer oder Angledozer auch mit Frontlader oder Überkopflader, mit Seilwinde und Aufreißer geliefert.

Wichtig: HANOMAG bietet zuverlässigen Kundendienst und schnelle Ersatzteilversorgung.



HANOMAG -PLANIERRAUPE K 60 E

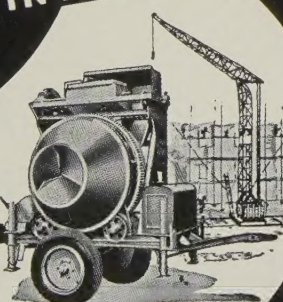
– der Einsatz lohnt sich für Sie!



BAUMASCHINEN IN ALLER WELT

neuzeitlich
wirtschaftlich
leistungsfähig

Verlangen Sie bitte
Spezialofferte



MASCHINENFABRIK OTTO KAISER KG.

ST JNGBERT / SAAR
OBERLAHNSTEIN / RHEIN



FÜR JEDEN BAU



DURCH DEN FACHHANDEL ERHALTLICH

- HARTFASERPLATTEN
- DAMMPLATTEN
- *Tonatex* PLATTEN
- PRESSHOLZ-FUSSBODEN
- ETROWA-GLANZPLATTEN

W. HOLZHÄUER - ATEX - WERKE KG · ELSENTHAL · GRAFENAU · NDB.

RADARTURM FLUGHAFEN FRANKFURT/MAIN

Ganzgeschweißte Stahlkonstruktion
Schlüsselfertige Ausführung
Innenaufzug mit umlaufendem Notaufgang
Höhe: 33 Meter



M·A·N

RADARTÜRME · FLUGZEUGHALLE
INDUSTRIEBAUTEN · GESCHÄFTSHÄUSE
VERWALTUNGS- UND KULTURBAUTE

MASCHINENFABRIK AUGSBURG · NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG

Der blättrige und mit Harnischen durchsetzte Ton im Erdbau Eine geotechnische Studie

Von Dr.-Ing. K. Backofen, Königsfeld/Schwarzwald

DK 624.131 : 551.311.234.5 : 551.243.17

Erstmalig bei den Rutschungen in Rosengarten bei Frankfurt (Oder) am 27. Dezember 1925 wurde die Aufmerksamkeit der Fachkreise auf diluviale, dunkle, sehr fette Tonmergel gelenkt, die von zahllosen Gleitflächen, sogenannten Harnischen, durchsetzt sind und in lauter kleine Stücke zerfallen, wenn sie freigelegt sind (Abb. 1). Neben diesem schwarzblauen Ton, der aus unregelmäßigen, von spiegelnden Flächen umgrenzten Körperchen zusammengesetzt ist, fand sich ebenso gefärbter, krümeliger und grauschwarzer, amorpher Ton, der sich brechen läßt und keine Trennflächen aufzuweisen hat. Nach Krusch [1] sind die „Harnische“ vielleicht entstanden bei der Aufwölbung des ursprünglich eben gelagerten Tones durch den Druck eines Eisvorstoßes, vielleicht begünstigt durch Ausflockungsvorgänge im kolloidalen Anteil. Entsprechend der wechselnden Druckwirkung des Eises wurde Porenwasser ausgepreßt und lagerte sich um die voneinander getrennten, aber sauber im Verband liegenden, unregelmäßigen Körperchen, so daß der Eindruck aufkommen kann, man habe festen Ton vor sich, der in Wirklichkeit gegen Stoß, Druck, Erschütterung sehr empfindlich ist, sobald er angeschnitten oder angeschüttet wird. Schon Pollack [2] vermutete, daß Harnische mit Ursachen von Rutschungen im Ton seien. — Im Jahre 1928 schrieb ich [3]: „... die einzelnen Tonteilchen haben während dieses Eisdruckes wahrscheinlich Bewegungen gegeneinander ausgeführt, und die sich hierbei ergebenden statischen „Nullflächen“ werden als Harnische oder Gleitflächen bezeichnet. Sie können jede beliebige Größe annehmen und haben mit den sonstigen (vorgebildeten) Gleitflächen nichts zu tun. Diese Theorie von der Entstehung der Harnische müßte experimentell nachgewiesen werden. Die Frage nach ihnen müßte auch dahin geklärt werden, ob sie unter dem Einfluß adsorbierter Wasserlagen



Abb. 1. Diluvialer Ton mit Harnischen. Rosengarten.

oder adsorbierter Lagen gelöster Substanzen standen und noch stehen. In frischem Zustand glänzen diese Gleitflächen spiegelhaft, fühlen sich aber nicht seifig an. Einige Zeit der Luftwirkung überlassen, wird der Spiegel stumpf (Abb. 2). Der Spiegel blättert ab.“ — Rosengarten wurde mit der Anlaß zur Gründung der Deutschen Forschungsanstalt für Bodenmechanik (Degebo). Vorher war es bei uns nicht möglich, Bodenproben nach Kennziffern zu be-

stimmen, deshalb mußte man sich mit folgenden Daten begnügen:

1. Wassergehalt im Felde, mit dem Görtzschen elektrischen Feuchtigkeitsmesser bestimmt, 26,5—30,5 Gew. %.
2. Kornteilchen unter 0,01 mm 67,2—86,6 %.
3. Raumgewicht 136—146,8 g.

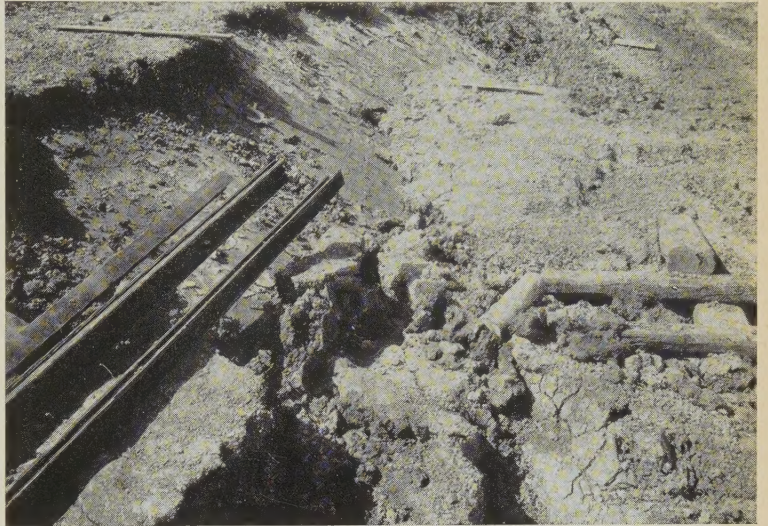


Abb. 2. Nachrutschung VI vom 24. April 1926.
2 Gleitebenen entgegengesetzter Richtung. Abblätternde Filmschicht. Rosengarten.

4. Spezifisches Gewicht 2,53—2,55.
5. Porenvolumen nach Mitscherlich 62—67 %.
6. Kalk (Aufschluß im zugeschmolzenen Rohr) mit H_2SO_4 (1 : 5) 7,61—8,74.

Diese Kennziffern gaben keinen genügenden Aufschluß für die Ursache der Rutschungen. Deshalb bezeichnete man den hauptsächlich beteiligten Ton mit „X-Ton“, und zwar deshalb so anspruchsvoll, um Praxis und Forschung auf diesen Ton besonders aufmerksam zu machen. Die oben genannten Harnische haben natürlich nichts zu tun mit den großen Gleitflächen, die sich beim Ton während der Rutschung herausbilden (Abb. 3, 4).

Es ist beachtlich, daß in ganz Deutschland solche spiegelhaften Gleitflächen in jenem mit Harnischen durchzogenen Ton beobachtet wurden, übereinstimmend mit Frank [4], der da sagt: „Manche Gesteinstypen aus den verschiedensten geologischen Schichten verhalten sich gleichartig. Ferner treten die gleichen Erscheinungen in den verschiedenen Landesteilen auf und sind teils auf gleiche, teils auf verschiedene Ursachen zurückzuführen.“ Hier wäre zu nennen die Hangrutschung bei Waldenbuch (Württbg.) am 13. 5. 1939, wobei Kollenmergel beteiligt waren. Auf Abb. 5 sieht man im Hintergrund deutlich die große, spiegelnde Gleitfläche. Kennziffern liegen für diesen Ton nicht vor. Übrigens treten diese Gleitflächen auch im Septarienton und Ornatenton auf.

Ferner: Über eine Rutschung auf der Eisenbahnstrecke Stuttgart—Ulm, zwischen den Bahnhöfen Gingen (Fils) und Geislingen-West, bei den km 54,45 und 54,464 am 18. 4. 1955, bezeichnet ein Gutachten der Geologischen Landesanstalt Stuttgart vom 12. 8. 1955 das „Schüttmaterial als sehr uneinheitlich. Neben festem, mit eckigen Weiß-Jura-Kalkstücken durchsetztem, gelbem Lehm wurden Tonmassen des Braun-Jura verwandt, verschieden verwittert. Teilweise handelt es sich um blättrigen, blau-

grauen und gelben Tonmergel, teilweise zu einer festen plastischen Masse verkittet.“ Verwittert und nicht verwittert wird der an der Rutschung beteiligte blättrige Ton

standes verläuft, ferner je eine unter und über ihr. Diese Proben wurden vom Institut für Grundbau auf Wassergehalt, Fließ- und Ausrollgrenze untersucht.

Eine Probe aus der Schleifschicht mit dem geringsten Grobkorngehalt wurde beim Wassergehalt der Fließgrenze in den Scherapparat von Casagrande eingebaut und die Konsolidierung bei einer Normalspannung von 4 kg/cm^2 abgewartet. Das Abscheren erfolgte nach Entlastung auf $\sigma = 0-2, 0-3, 0-4\text{ kg/cm}^2$ und Abwarten des Schwellvorganges. — Es wurden ferner ermittelt der Winkel der inneren Reibung mit $16^\circ 17'$, $\text{tg}\varphi = 0,298$, der Winkel der Scherfestigkeit $23^\circ 0,6'$, $\text{tg} = 0,427$, der Kohäsionswinkel $= 7^\circ 41'$, $\text{tg}\varphi = 0,135$, die Kohäsion bei einer Vorbelastung von $4,08\text{ kg/cm}^2$, $c = 0,55\text{ kg/cm}^2$. Dies die Kennziffern des blättrigen Rutschbodens.

Weitere Beispiele vom Auftreten blättrigen, schiefrigen Tones: Bei der Planumsabdichtung des Bahnhofes Marktbibart [5], teils im Anschnitt, teils geländegleich, traten Keuperletten von grünlich-blauer Farbe auf, im trockenen Zustand von bröcklig-schiefriger, im feuchten Zustand von plastischer bis breiiger Konsistenz. Der aufquellende Untergrund hatte zu Schlammstößen und einer unruhigen Gleislage geführt. — Haible berichtet [6] über Knollenmergel, der schiefrig, tonig, hart, kantig ist und in Stücke auseinanderfällt. — Auf der Eisenbahnstrecke Spaichingen—Reichenbach (Bauakten der Bundesbahndirektion Stuttgart) wurde im Opalinuston Braun-Jura α , in der Auftragsrutschung km 2,8 und 5,556 blättriger Ton und Tonmergel angetroffen; im Einschnitt 8 m tief, km 4,5 derselbe Ton, Untergrund fester, graublauer, blättriger Opalinuston des Braun-Jura α , in oberen Lagen verwittert und plastisch geworden; ferner auf dem Hang km 5,709 und im Einschnitt km 8,6—8,9. Sodann auf der Strecke Spaichingen—Gosheim im Einschnitt km 8,830.

Bei dem großen Bergrutsch 1955 bei Gunzesried, Kreis Sonthofen-Allgäu, der sich zwischen Nagelflurbänken in mehrere Meter mächtigen Mergeln entwickelte, wurde in der lehmigen Masse Harnischbildung festgestellt, wobei die Harnische Rutschstreifen aufwiesen. Es ist anzunehmen, daß der Bergrutsch dadurch in labilem Zustand war und ein geringfügiger Anlaß (Erschütterung, Wasseranreicherung und Gewichtsvermehrung oder hydrostatischer Seitendruck) genügten, um ihn in Bewegung zu bringen. In der Tat wälzte sich ein 50 m breiter Schlammstrom bei einer Geschwindigkeit von 50 m/Tag 800 m weit ins Tal.

Bröcklicher, mit Harnischen durchsetzter Ton trat auch bei der Hangrutschung in Lauenburg/Elbe [7] auf. Von ihr heißt es: „Der oberste Ton weist eine bröcklige Struktur auf und hat größeren Wassergehalt als der Ton in größerer Tiefe (45 % gegen 25—35 %). Unter geringster mechanischer Beanspruchung fallen größere Stücke

Schleifschicht	über und unter Schleifschicht	
Durchschnitt von zwei Proben		
H ₂ O = 22,8 ‰	H ₂ O = 26,2 ‰	19,5 ‰
W _f = 51,56 ‰	über W _f = 52,2 ‰	unter . 53,4 ‰
W _a = 22,9 ‰	W _a = 21,4 ‰	21,4 ‰

auseinander und weisen eine große Anzahl glänzender Schubflächen (Harnische) auf, die auf eine starke Scherbeanspruchung schließen lassen. Der Zerfall führt zu kleinen Tonbrocken von etwa Erbsen- und Bohnengröße, die im einzelnen sehr fest wirken, aber beim Durchkneten

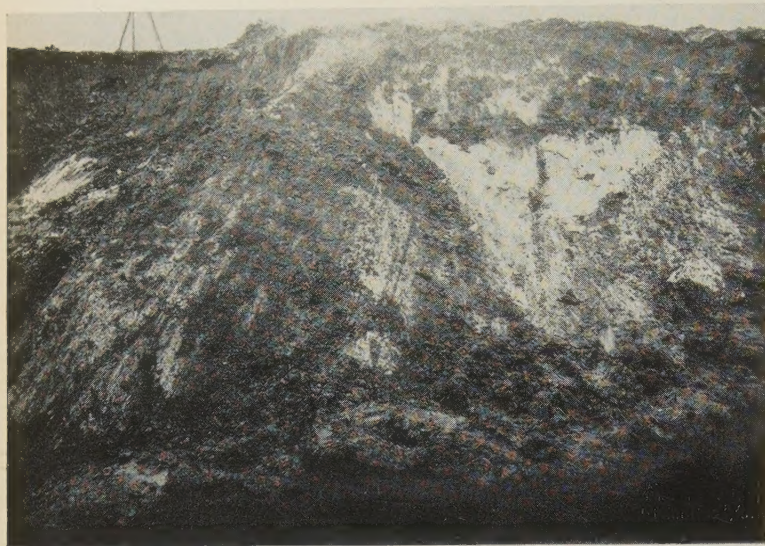


Abb. 3. Nachrutschung III vom 12. Februar 1926, Rosengarten. Gleitflächen am Rand der Rutschung.

hier und dort benannt. M. E. ist die Bezeichnung weniger wichtig als seine Erscheinungsform und sein Verhalten, auf das weiter unten eingegangen wird.

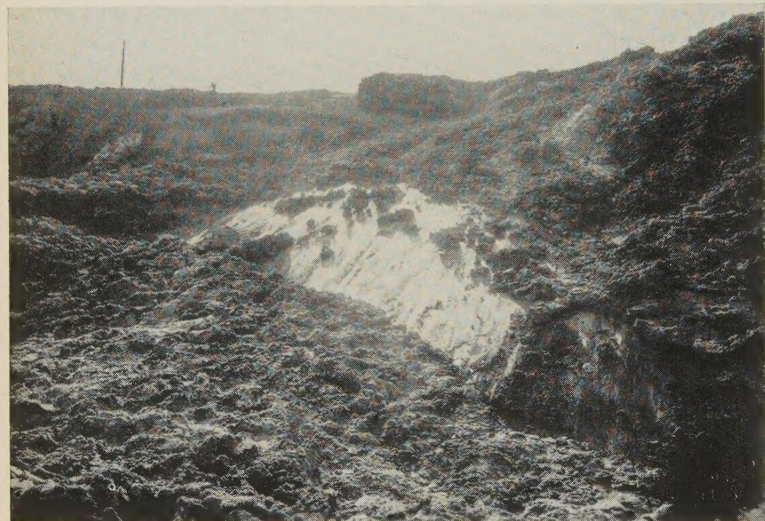


Abb. 4. Rutschung IV vom 22. März 1926. Geschierte Gleitflächen. Rosengarten.

Bei der Rutschung Geislingen-West wurden 2 Proben der „Schleif“- , sagen wir der Störungsschicht, entnommen, in welcher zweifellos die Fläche des geringsten Wider-



Abb. 5. Hangrutschung bei Waldenbuch (Württbg.).

weicher werden. Der Einschnittshang liegt in einem zwischeneiszeitlichen Endmoränengebiet, das durch das Eis stark durcheinandergefaltet ist.“ — Von oben nach unten fanden sich folgende Bodenarten: „Mehrere Meter von Menschenhand durchgearbeitete Lehme und Sande, die nahezu denselben Kornaufbau haben wie die darunter liegenden tonigen Schluffe. Sodann folgt der Lauenburger Ton, aus einer oberen, stark durchgearbeiteten, und einer unteren, festen Schicht bestehend.“

Die Kennziffern sind folgende:

1. Toniger Schluff: Raumgewicht $1,9 \text{ t/m}^3$. Wassergehalt: 27–30 %. Reibungswinkel bei einer Kohäsion von $1,5\text{--}2 \text{ t/m}^3$ zwischen 24 und 28° .

2. Lauenburger Ton, obere Schicht: Wassergehalt 25–46 % (Übergangszone). Lauenburger Ton, untere Schicht: Wassergehalt 25–35 % in den festen, tieferen, ungestörten Lagen. Raumgewicht $1,7\text{--}1,9 \text{ t/m}^3$. — Für die Scherfestigkeit ergab sich ein Reibungswinkel von $18\text{--}20^\circ$. — Die Kohäsion lag zwischen 0 und $0,15 \text{ kg/cm}^2$, je nachdem, ob aus der gestörten Übergangszone oder den tiefen, festen Schichten entnommen.

Nach Frank [4] S. 31 befinden sich im Trias und Jura dunkle, feste, blättrige Tonmergel, Psilonotontone des Lias *a* genannt. S. 52: Die Röthtone oder Röthmergel im oberen Buntsandstein verwittern in ebenem Gelände zu lettiger, bei Wasserzutritt zu einer knetbaren, lettigen, ausfließenden Masse. Es wurden hier auch Harnische und sphäroidische Absonderungsflächen gefunden. S. 58: Die schüttigen und blättrigen Mergel des unteren Keuper verlieren bei der Verwitterung ihre Festigkeit und Schichtung und gehen in plastische, schichtungslose, fette Letten über. S. 80: Die Turnerrittone des Schwarzen Jura sind dunkle, blättrige Tonmergel, die nur dann ausfließen, wenn sie gänzlich verwittert sind. Dasselbe trifft zu bei den hellen Mergeln mit knolligen Steinmergellagen des Schwarzen Jura ξ .

Aus den Erläuterungen zur Geologischen Spezialkarte des Königreiches Württemberg, Blatt Rottweil (Nr. 141), 1912, S. 15, sollen folgende Ausführungen entnommen werden: „Man kann im oberen Buntsandstein über der Plattensandsteingruppe leicht den Röthton(sor) feststellen, wenig deutlich geschichtet, dagegen oft mit vielen regellos gestellten kleinen Harnischbildungen durchzogen, wie verknetet; stellenweise neigen sie auch zu sphäroidischer Absonderung. Seine Farbe ist frisch, tiefrot bis bläulich-rot. Seine Mächtigkeit ist auffallend gleichmäßig 3 m. Er mag äolisch und subaerisch, also lößähnlich entstanden sein. — S. 16: Durch Verwitterung entsteht ein schwerer Tonboden, der auch im topographischen Bilde durch Abflachung des Geländes gekennzeichnet ist. Entsprechend seiner Undurchlässigkeit bildet der Röthton einen Wasserhorizont. Er ist sehr kalkig. — S. 51: Die bunten Mergel des mittleren Keuper sind lebhaft rot, hellviolett, auch grünlich, schiefrig. Soweit sie mürbe sind, bilden sie eine gewisse Abflachung des Geländes. Dasselbe trifft auf die Knollenmergel zu, die in nassen Zeiten ungemein schlüpfrig und kotig sind.“

Durch diese Ausführungen wird im württembergischen Raum die reiche Anwesenheit von blättrigen, schiefrigen Tonen und Tonmergeln nachgewiesen und der Rutschfaktor bei Erdbauten besonders in den Vordergrund gerückt. Für den Praktiker wären ähnliche Angaben aus anderen Landschaften sehr wichtig. Wenn sie auch keine Kennziffern bringen, so leuchten ihm schon beim Nennen der geologischen Ausdrücke gewisse Kombinationen mit seinem geplanten Erdbau auf, die für Trassierungen, Erdbauten usw. von unschätzbarem Wert sind.

Wie im Vorstehenden bereits angedeutet, sind die Tone überhaupt und im besonderen die blättrigen, schiefrigen, bröckligen gegen Erschütterungen sehr empfindlich. Bei fortlaufender dynamischer Beanspruchung werden sie „butterweich“. Ihr Porenwassergehalt macht dabei Sprünge über 40 %. Vorher mögen sie hart und als ganz einwand-

frei erschienen sein! Berüchtigt hierfür sind die Ornaten- und Opalinus-Tone. A. Casagrande sieht die Ursache in dem Ton selbst, der ein wabiges, weitmaschiges Gefüge hat. Ständige, schütternde Einwirkung wandelt ihn in Einzelkorngefüge um. Deshalb können Einschnittböschungen einfallen, obwohl sie statisch feststehen, aber der Gefügewiderstand des Bodens wird überwunden durch steten dynamischen Einfluß.

Die Praxis bestätigt diese Annahme. Die Rutschungen in Rosengarten sind vielleicht auch letzten Endes auf die Erschütterungen des Eisenbahnverkehrs zurückzuführen. — Stöße und Schwingungen im Hanganschnitt km 15,4 der Strecke Reichenhall—Berchtesgaden haben bei der Rutschung am 15.4.1955 gewiß einen Anteil. — Die Erhöhung der Geschwindigkeit von 90 auf 120 km auf einem Damm der Eisenbahnstrecke Dresden—Berlin führte zu einem Grundbruch, woran Keil [8] die Bemerkung knüpft, man solle künftig den Gefügewiderstand nur als Grenzwert für die statische Auflast verwenden, dagegen für die dynamische Beanspruchung ermäßigen (S. 294). — Auf eine Gefügeänderung durch fahrende Eisenbahnzüge sei wohl auch die große Fliebung bei Surte in Westschweden [9] am 29.9.1950 zurückzuführen, in einem Quickton, der wasserübersättigt war. — Die Dauerrutschungen am „Wandernden Berg“ bei Falkenau-Flöha der Eisenbahnstrecke Dresden—Chemnitz waren gewiß mitbestimmend. — Die Übernahme schweren Straßenverkehrs und seine Erschütterungen und Schwingungen auf der Hafenstraße Lauenburg/Elbe können — neben anderen Ursachen — den liegenden blättrigen Ton in seinem Gefüge verändern und die hangenden Massen zum Abrutschen veranlassen haben.

Ich glaube, es bedarf keines experimentellen Beweises dafür, daß bröcklicher, blättriger, schiefriger Ton gegen Erschütterungen besonders empfindlich ist. Die Tatsachen sprechen dafür. Dabei ist es uninteressant, ob er als „verwittert“ oder „unverwittert“ angesprochen wird. Die Erschütterungen bewirken eine Umlagerung der Tonpartikel unter dem Einfluß der Schwerkraft. Hinzu kommt die Einwirkung der Atmosphärrillen, die durch feine Risse und die Ablösungsflächen zwischen Lehm und Ton einen Weg in das Innere des Bodens finden, den Ton zum Aufquellen bringen und durch Frost aufsprengen. Dann geht der mechanische Zerfall unweigerlich weiter und hat eine Rutschung zur Folge. Kennziffern für diesen oft nur mit der Spitzhacke lösbaren Ton führen in die Irre. Sie geben uns keine Sicherheit dafür, daß der Ton „erschütterungsfest“ ist. Der mit Harnischen durchsetzte Ton erscheint dem Kenner als ein mit tausend Gelenken ausgestatteter, im labilen Gleichgewicht dastehender „Gelenkton“, der zusammenfällt, sobald durch ein Außenmoment ein Gelenk ausgelöst wird.

Angesichts dieser Tatsachen wird man beim Vorkommen von blättrigem und mit Harnischen durchsetztem Ton die Erschütterungen auf baulichem Wege unwirksam machen. Die besten Methoden wird man noch erarbeiten müssen. Jetzt schon werden an gefährdeten Stellen Gleise durchgeschweißt, so daß keine Stöße entstehen. Seitlich könnten die Erschütterungen nach einem Einschnittshang z. B. durch schmale Schlitzte, die mit elastischem Material angefüllt sind, aufgefangen werden. Die Auflageflächen von Verkehrsbändern könnten auf Matratzen, gleichviel welcher Art, erstellt werden. Aber schon bei der Anlage von Einschnitten z. B. wird dieser Ton durch das Rütteln und Schüttern der schweren Baumaschinen rutschreif gemacht.

Vorstehende Arbeit wollte zeigen, daß der blättrige, schiefrige und bröcklige Ton nicht an Norddeutschland gebunden ist, sondern bei vielen Rutschungen anderwärts angetroffen wurde; daß er ferner eine Gefahr für Erdbauten bedeutet und in seiner Struktur schon beim oberflächigen bodenmechanischen Trassieren erkannt werden kann, so daß sich Laborversuche erübrigen und sog. Kenn-

ziffern bei diesem Spezialton keine Anwendung erfahren können. Es wurde darauf hingewiesen, daß Methoden erarbeitet werden müssen, um die Erschütterungen von den gefährlichen Tönen fernzuhalten.

Literatur:

1. Krusch: Gerichts- und Verwaltungsgeologie S. 31.
2. Pollack: Technisch-Geologisches über den Durchstich von Wasserscheiden, Z. Österr. Ing.- u. Architekt.-Verein (1918), H. 4—9.

3. K. Backofen: Z. f. Bauwesen (1928) H. 8.
4. M. Frank: Der Gesteinsaufbau Württembergs, Stuttgart 1942.
5. H. Kellein: Bitumen (1955) Nr. 6.
6. Haible: Über die Verhütung und Beseitigung von Rutschungen im Knollenmergel, Diss. T. H. Stuttgart 1917.
7. P. Siedek: Bodenkundliche Untersuchungen an der Rutschung in Lauenberg/Elbe, Forschungsarbeiten Straßenbau, Neue Folge (H. 17), Bielefeld.
8. K. Keil: Ingenieurgeologie und Geotechnik, Halle/Saale 1951.
9. Edu. Weiss: Bauingenieur 26 (1951) S. 58 u. Bautechn. 28 (1951) S. 20.

Spannungen an Tunnelöffnungen mit rechteckigem Nutzquerschnitt und kreisbogenförmiger Überwölbung*

Von Dr.-Ing. R. Hiltcher, New Delhi**

DK 624.191.042:620.171.5

A. Einleitung

Beim Entwurf von Tunneln aller Art — von den Öffnungen in Talsperren, wie Kontroll- und Bedienungsgängen, Entwässerungskanälen und Wasserdurchlässen bis zu den gesprengten Wassertunneln großen Querschnitts (200 m²) — wird man vor die Frage nach dem spannungsmäßig günstigsten und in Hinsicht auf die Baukosten wirtschaftlichsten Profil gestellt. Obwohl man, gerade wenn es sich um gesprengte Tunnel handelt, das Gestein nur in wenigen Fällen als ideal homogenes Material ansehen kann, wird man das Problem zunächst nach elastizitätstheoretischen Methoden zu behandeln versuchen bzw. Modellversuche mit homogen-isotropem, rein elastischem Modellwerkstoff anstellen. Für kreisförmigen bzw. elliptischen Tunnelquerschnitt sind seit langem elastizitätstheoretische Lösungen bekannt [1 bis 5]. Obwohl man mit elliptischen Profilen für jede Seitendruckziffer p_h/p_v ein Profil mit konstanter Druck-Randspannung erzielen kann [5, 6], verwendet man doch in der Praxis, besonders bei Wassertunneln großen Querschnitts, meist Rechteckprofile mit kreisbogenförmiger Überwölbung gemäß Abb. 1 und 2. Die Gründe dafür sind hauptsächlich bautechnischer Natur. Bohrgestelle und Transportanlagen lassen sich im Rechteckprofil einfacher und wirtschaftlicher anordnen, und für die Überwölbung ist der Kreisbogen zwar nicht immer die günstigste, aber wenigstens eine verhältnismäßig einfache Form. Auch für Kontroll- und Bedienungsgänge in Talsperren wird das Rechteckprofil, ebenfalls mit kreisbogenförmiger Überwölbung, aus praktischen Gründen vorgezogen. Die Spannungsverteilung um diese Art von Profilen ist aber mathematisch-analytisch nicht zu erfassen. Aus diesem Grunde wurden schon von verschiedenen Seiten diesbezügliche spannungsoptische Modellversuche durchgeführt [6, 7]. Im folgenden soll nun dies Problem in allgemeinerer Form studiert werden, besonders die Abhängigkeit der Spannung im Gewölbescheitel von Profilhöhe, Wölbungshöhe und Seitendruckziffer.

B. Problemstellung

Die Untersuchung bezieht sich im wesentlichen auf in Fels gesprengte, unausgesteifte Tunnel und auf nicht bewehrte Aussparungen¹ in massiven Betonbauten, also auf den Fall einer Öffnung in einem wenigstens angenähert isotropen Medium unter mehrachsigen Druck. Weiter wird vorausgesetzt, daß es sich um verhältnismäßig lange Tunnel handelt, so daß die Spannungsverteilung um einen

* Die Arbeit wurde im spannungsoptischen Laboratorium der Königlichen Technischen Hochschule Stockholm im Rahmen einer größeren Untersuchung für Tunnelbauten von Statens Vattenfallsstyrelsen, Stockholm, auf Anregung von Bürodirektor S. Elfman begonnen und im spannungsoptischen Laboratorium der Central Water and Power Commission, New Delhi, zu Ende geführt.

** Z. Zt. UNESCO-Expert für Spannungsoptik, Central Water and Power Commission, New Delhi.

¹ Zur Bemessung einer Bewehrung ist die hier behandelte Spannungsverteilung längs des Profilrandes bzw. die maximale Zugspannung in Scheitel und Sohle nicht ausreichend. Dazu muß mindestens noch aus der Spannungsverteilung längs der vertikalen Symmetrieachse des Profils die totale Zugkraft über dem Scheitel und unter der Sohle des Profils bestimmt werden [9].

Tunnelquerschnitt als ebenes Problem behandelt werden kann.

Abb. 1 zeigt ein Tunnelprofil von quadratischem Nutzquerschnitt mit einer kreisbogenförmigen Überwölbung von der Höhe $h_1 = 0,25 b$. Die normal zum Profilrand aufgetragene tangential Randspannung für eine Belastung durch Vertikaldruck p_v allein ist im Modellversuch aus den Randordnungen des spannungsoptischen Isochromenbildes gewonnen (Abb. 2). Besonders charakteristisch für den Spannungszustand sind die 4 Nullpunkte der Randspannung². Zwischen diesen Nullstellen herrscht an der Wölbung und an der Sohle Zugspannung, an den beiden Wänden aber Druckspannung. An den Übergängen zwischen Bogen und Wänden und an den unteren Ecken treten örtliche Spannungs-Konzentrationen auf, deren Höhe abhängig vom Übergangsradius ist. Diese sind aber selbst bei hohen Spannungswerten nicht weiter von Bedeutung, da sie durch örtliches plastisches Fließen des Gesteins bzw. des Betons abgetragen werden. Dagegen sind die Zugspannungen im Scheitel des Gewölbes schon bei kleinen Werten gefährlich, da sie, besonders bei schon vorhandenen Rissen, zu Klaffen im Fels und zum Ausbruch von Gestein führen können. Die Zugspannung an der Sohle dürfte in dieser Hinsicht von geringerer Bedeutung sein. Man wird deshalb versuchen, das Profil so auszuformen, daß vor allem im Gewölbe keine Zugspannungen auftreten. Unbewehrte Öffnungen in Betonbauten andererseits müssen überhaupt so geformt sein, daß sie frei von Zugspannungen sind. Der Weg dazu ergibt sich aus der Anschauung von Abb. 1, die die Spannungs-

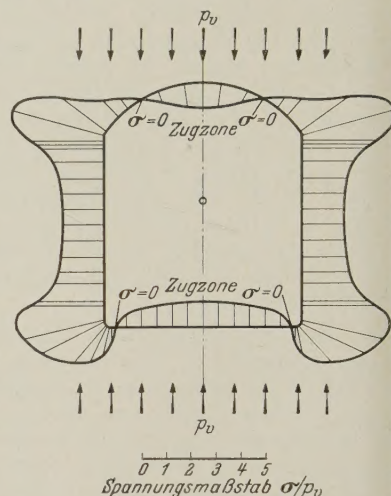


Abb. 1. Tunnelprofil mit rechteckigem Nutzquerschnitt und kreisbogenförmiger Überwölbung. Verteilung der tangentialen Randspannung.

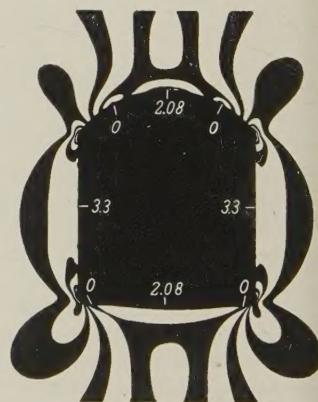


Abb. 2. Isochromenbild zum Tunnelprofil von Abb. 1. Belastung durch vertikalen Druck allein.

² Im Isochromenbild von Abb. 2 sind die Nullordnungen an der Wölbung deutlich zu erkennen, während sie an der Sohle wegen des überaus steilen Spannungsgradienten an diesen Stellen verschwinden und innerhalb der ersten Ordnung am Rande zu suchen sind — eine in der Spannungsoptik wohlbekannte Erscheinung [8].

verteilung für eine Belastung durch vertikalen Druck allein zeigt. Überlagert man dieser Spannungsverteilung zusätzlich seitlichen Druck, so addiert sich zu den ursprünglichen Spannungen in Scheitel und Sohle eine Druckspannung, welche die zunächst vorhandene Zugspannung teilweise oder ganz kompensiert, so daß im Isochromenbild die beiden Nullpunkte mehr und mehr zusammenrücken und schließlich ganz verschwinden. Für das Gewölbe ist diese überlagerte Druckspannung größer als für die geradlinige Sohle infolge der höheren Spanningskonzentration am gekrümmten Rande. Diese Spannung wird im weiteren abhängig sein von der Profilhöhe und von der Höhe der Wölbung. Legt man nun für die Konstruktion fest, daß das Nutzprofil immer rechteckig sein soll, von der Höhe h und von der Breite b , und von einem Kreisbogen durch die beiden oberen Ecken des Nutzquerschnitts mit der Wölbungshöhe h_1 überwölbt werden soll, so kann man für die praktisch vorkommenden Fälle dieser Art von Profilen die Abhängigkeit der Scheitelspannung von der Wölbungshöhe bestimmen, mit der Profilhöhe und dem Seitendruckverhältnis als Parametern.

C. Messungen

Abb. 3 gibt die Tunnelprofile wieder, die der Untersuchung zugrunde gelegt sind. Da am inneren Rande der Öffnung keine Kräfte angreifen, ist das Problem, obwohl einen zweifach zusammenhängenden Bereich betreffend, von der Poissonschen Konstanten unabhängig. Nachdem keine Formänderungsbedingungen gestellt sind, geht auch der Elastizitätsmodul nicht in das Problem ein

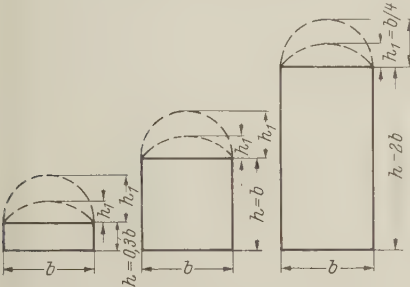


Abb. 3. Untersuchte Tunnelprofile.
3 rechteckige Nutzquerschnitte
mit je 3 verschiedenen Wölbungshöhen.

und es ist vom Modellmaterial (hier Columbia Resin CR-39) nur zu fordern, daß Spannung und Dehnung wie auch Spannung und spannungsoptischer Effekt einander streng proportional sind. In der Belastungsanordnung von Abb. 4 konnten die Profile mit 6 verschiedenen Druckverhältnissen, $P_h/P_v = 0, 0,2, 0,4, 0,6, 0,8$ und $1,0$ belastet werden. Die spannungsoptische Untersuchung beschränkte sich im wesentlichen auf die Beobachtung und Aufnahme der 54 Isochromenbilder, von denen eines in Abb. 2 wiedergegeben ist, und auf die Messung der maximalen Isochromenordnung im Scheitel des Gewölbes, im Mittelpunkt der Sohle und an den Mittelpunkten der Wände mittels Tardy-Kompensation [10]. Der Nachteil dieser verhältnismäßig groben Methode³ der Spannungsbestimmung wird durch die große Anzahl der Belastungskombinationen für jede Profilform, die der Belastung proportionale Spannungen liefern müssen, wieder ausgeglichen, wie weiter unten gezeigt wird. Die zufälligen Beobachtungsfehler sind damit auszuschalten, nicht aber systematische Fehler, die davon herrühren könnten, daß die Öffnungen in der Modellscheibe zu groß sind im Verhältnis zur Ausdehnung der Scheibe, so daß bei den höchsten Profilen die Spannungsverteilung nicht mehr ganz unbeeinflusst von den Modellrändern sein mag.

D. Auswertung der Messungen

Zur Darstellung der Ergebnisse in dimensionsloser Form werden folgende Größen eingeführt:

³ Die Praxis, nur aus den Randanordnungen die Spannungsbestimmung vorzunehmen, ist zwar vielgeübt, aber wenig genau. Selbst wenn das Modell vollkommen frei von Randstörungen ist, erreicht die Messung der Isochromenordnung in Randpunkten nicht annähernd die Genauigkeit einer Messung im Modellinnern ($\pm 0,02$ Ord.), da man bei der Kompensation die Randisochrome rein gefühlsmäßig zur Hälfte im Rande verschwinden lassen muß.

- σ_s/p_v bezogene Spannung im Scheitel des Gewölbes
- σ_w/p_v bezogene Spannung in Wandmitte des Profils
- p_h/p_v Seitendruckziffer
- p_v, p_h Vertikaldruck, Seitendruck
- h/b bezogene Profilhöhe des rechteckigen Nutzquerschnitts
- h_1/b bezogene Wölbungshöhe
- b Profilbreite

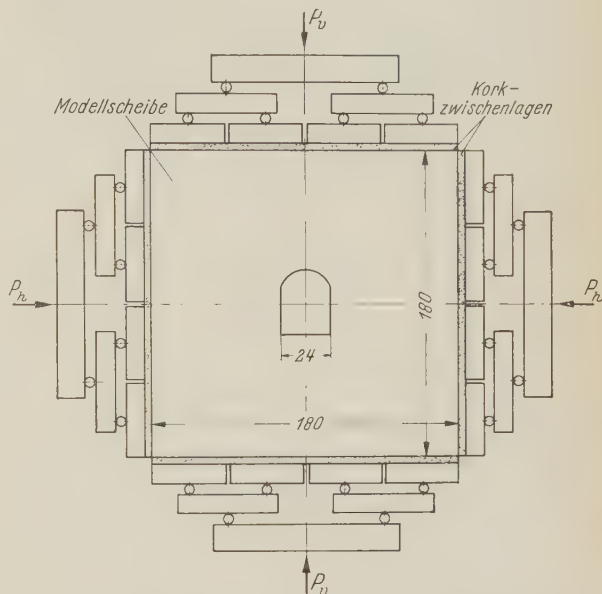


Abb. 4. Spannungsoptisches Modell mit Belastungsvorrichtung.
 $P_v = 600$ kg, $P_h = 0, 120, 240, 360, 480$ und 600 kg.
Modellstärke 6 mm, Modellmaterial Columbia Resin CR-39.

Aus den Isochromenordnungen n an den entsprechenden Stellen des Profilrandes erhält man die Spannungen σ_s und σ_w durch Multiplikation mit dem durch Eichung bestimmten Modell-Isochromenwert S [kg/cm²]:

$$\sigma = n \times S$$

Die Bezugsspannung p_v ergibt sich aus der Last P_v (Abb. 4) und dem Querschnitt der Modellscheibe. Zur Kontrolle kann sie nach obiger Gleichung auch aus der mittleren Isochromenordnung der nicht gebohrten, durch P_v allein belasteten Modellscheibe bestimmt werden, die für den vorliegenden Fall 2,08 Ordnungen beträgt. Die erhaltenen Spannungswerte werden zunächst als Funktion der Seitendruckziffer aufgetragen. Dabei müssen sich aus Gründen der Proportionalität Scharen von Geraden ergeben (Beispiel Abb. 5). Die Streuung der Versuchswerte kann so voll-

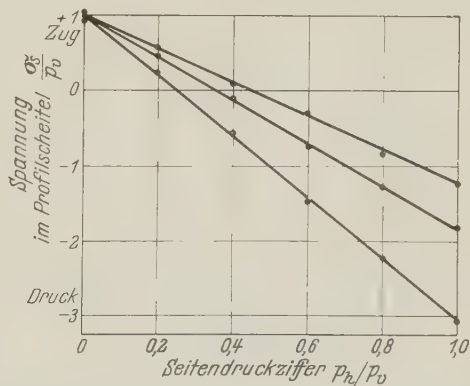


Abb. 5. Spannung σ_s/p_v im Profilscheitel in Abhängigkeit von der Seitendruckziffer p_h/p_v mit Wölbungshöhe und Profilhöhe als Parametern. Wölbungshöhe $h_1/b = 0,25$.

kommen ausgeglichen werden. Durch Umzeichnen dieser Primärdiagramme erhält man dann die Kurvenscharen von Abb. 6 für die Spannungen im Profilscheitel und von Abb. 7 für die Spannungen im Mittelpunkt der Wand. (Die Span-

nungen an der geradlinigen Sohle sind gleich denjenigen im Profilscheitel für die Wölbungshöhe Null und sind somit in den Kurven von Abb. 6 enthalten.)

Aus Abb. 6 läßt sich ablesen, unter welchen Verhältnissen von Profilhöhe, Wölbungshöhe und Seitendruckziffer

dingungen für die Spannung Null im Profilscheitel zusammen. Für jede Höhe des rechteckigen Nutzquerschnitts kann die nötige Wölbungshöhe abgelesen werden, in Abhängigkeit von der herrschenden Seitendruckziffer. — Bezüglich der Größe der Seitendruckziffer muß auf [11 bis 13]

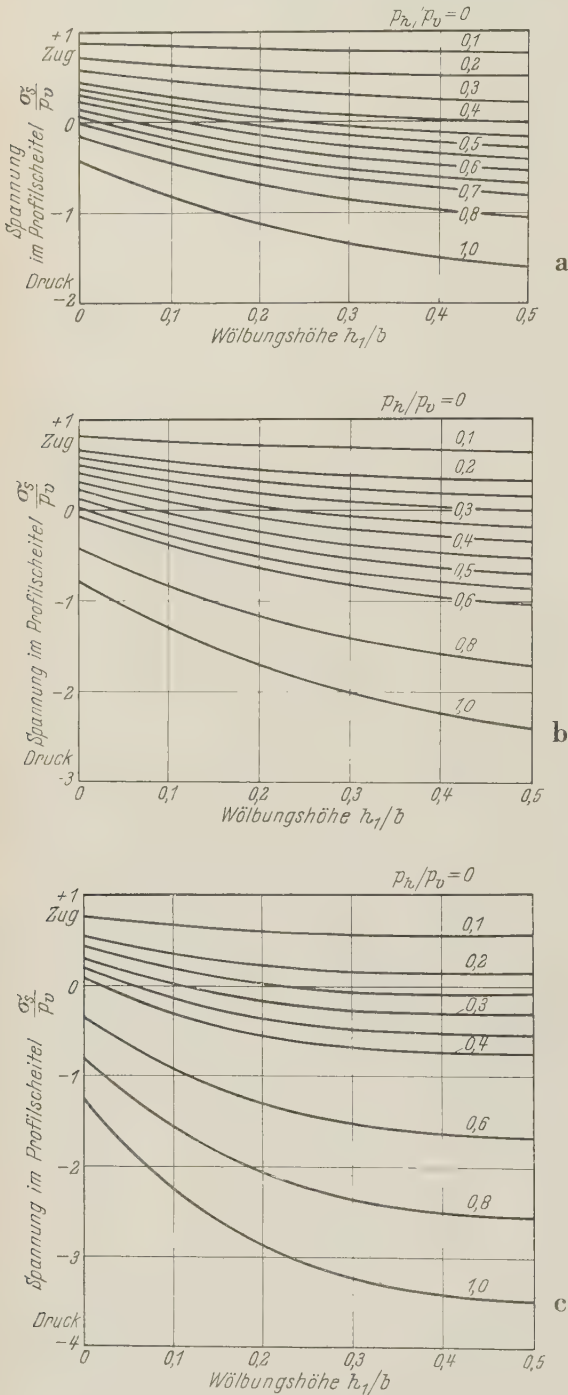


Abb. 6. Spannung σ_s/p_v im Profilscheitel in Abhängigkeit von Wölbungshöhe h_1/b und Seitendruckziffer p_h/p_v für verschiedene Profilhöhen. — a) Profilhöhe $h/b = 0,3$; b) Profilhöhe $h/b = 1,0$; c) Profilhöhe $h/b = 2,0$.

die Spannung im Profilscheitel zu Null wird. Dieser Fall ist für gesprengte Tunnel von besonderer Bedeutung, da er als Optimum der Wirtschaftlichkeit angesehen werden kann. Eine geringere Wölbungshöhe bedeutet eine Minderung bzw. Gefährdung der Sicherheit infolge der auftretenden Zugspannungen, eine größere aber erhöhte Baukosten infolge des vermehrten Gesteinsausbruches. Abb. 8, gewonnen aus den drei Kurvenscharen der Abb. 6, faßt die Be-

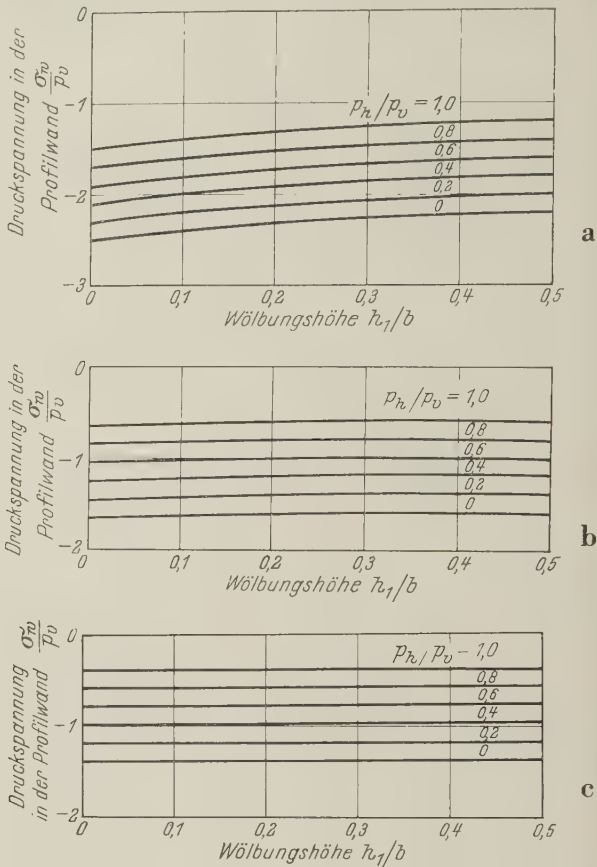


Abb. 7. Spannung σ_w/p_v in den Wandmittelpunkten in Abhängigkeit von Wölbungshöhe h_1/b und Seitendruckziffer p_h/p_v für verschiedene Profilhöhen. — a) Profilhöhe $h/b = 0,3$; b) Profilhöhe $h/b = 1,0$; c) Profilhöhe $h/b = 2,0$.

verwiesen werden. Sie steht im allgemeinen im Zusammenhang mit der Poissonschen Zahl des Gebirges. Für den Fall von Öffnungen in Betonbauten sind die Werte p_v und p_h durch den ungestörten Spannungszustand an der Stelle der Öffnungen gegeben.

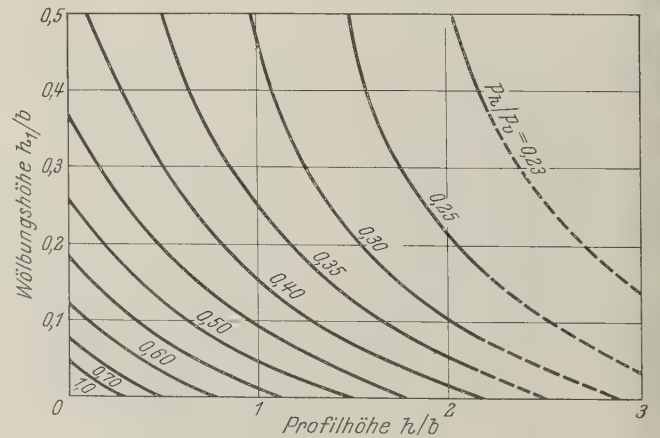


Abb. 8. Erforderliche Wölbungshöhe h_1/b für die Spannung Null im Profilscheitel in Abhängigkeit von Profilhöhe h/b und Seitendruckziffer p_h/p_v . Gestrichelte Kurven extrapoliert. Jede Kurve verbindet alle Profile, die für eine gegebene Seitendruckziffer die Scheitelspannung Null aufweisen. Die Profile rechts von dieser Kurve zeigen für die gegebene Seitendruckziffer Druckspannung, die links von dieser Kurve Zugspannung im Scheitel.

E. Ergebnisse

Aus Abb. 6 ergibt sich die zunächst etwas unerwartete Feststellung, daß für Vertikaldruck allein die Zugspannung im Profilscheitel immer gleich $-p_v$ ist, wenigstens im Rahmen der Versuchsgenauigkeit, unabhängig von Profilhöhe und Wölbungsform. Für kreisförmige und beliebige elliptische Profile, sogar schief zu den Richtungen $-p_v$ und p_h liegende, sowie für einen vertikalen und auch für einen horizontalen Spalt ist die gleiche Tatsache seit langem bekannt. Selbst ein Rechteckprofil mit dreieckförmiger Überdachung zeigt am First keinerlei Spannungskonzentration, sondern ebenfalls die Spannung $-p_v$. Es liegt deshalb die Vermutung nahe, daß hier ein allgemeineres Gesetz vorliegt.

Ohne Seitendruck ist die Zugspannung im Profilscheitel durch Wölbungshöhe und Wölbungsform nicht wesentlich zu beeinflussen. Sobald aber Seitendruck vorhanden ist, kann durch Vergrößerung der Wölbungshöhe die Zugspannung im Scheitel nach Maßgabe von Abb. 6 reduziert werden.

Abb. 8 gibt die Bedingungen, für welche die Spannung im Profilscheitel zu Null wird (Optimum der Wirtschaftlichkeit). Hohe Profile benötigen dafür geringere Überwölbungshöhe als niedrigere. Jede Kurve $p_h/p_v = \text{const.}$ verbindet alle Profile, die für eine gegebene Seitendruckziffer die Scheitelspannung Null aufweisen. Die Profile rechts von dieser Kurve zeigen dann für die gegebene Seitendruckziffer Druckspannung, die links von dieser Kurve Zugspannung im Scheitel.

Die Wandspannung (Abb. 7) nimmt mit fallender Profilhöhe zu, ist aber von der Wölbung ziemlich unabhängig, solange nicht die Wölbungshöhe die Gesamtprofilhöhe $(h + h_1)/b$ zu sehr beeinflußt. Für sehr hohe Profile ($h/b > 5$) strebt die Wandspannung bei Vertikaldruck allein dem Wert p_v zu, für sehr niedrige Profile (horizontaler Spalt) dem Wert ∞ . Durch Seitendruck wird die Druckspannung in der geraden Wand erniedrigt, bis um den Höchstwert von $-p_v$ bei der Seitendruckziffer $p_h/p_v = 1$, aber nie vollständig bis zum Wert Null. (Dies würde erst für sehr hohe Profile bzw. für den Grenzfall des vertikalen Spaltes eintreten.) Im ganzen gesehen ist die Wandspannung bei den untersuchten Profilen von untergeordneter Bedeutung.

Da die Spannung im Profilscheitel im wesentlichen durch Gesamtprofilhöhe und Wölbungsradius bestimmt ist, können Abb. 6 und 8 mit guter Annäherung auch für ähnliche Profile (z. B. von Hufeisenform) von entsprechender Gesamthöhe $(h + h_1)/b$ und entsprechenden Wölbungsradius verwendet werden. Die Wandspannung wird bei gekrümmten Wänden größer als bei geraden Wänden, die Reduktion der Wandspannung durch den Seitendruck ist jedoch dieselbe wie in Abb. 7.

Die Untersuchung behandelt nur den Fall, daß das Tunnelprofil symmetrisch zu den beiden Hauptdruckrichtungen p_h und p_v ausgerichtet ist. Bezüglich der Behandlung anderer Fälle mit schief zu den Profil-Symmetrieachsen verlaufenden Hauptdruckrichtungen, wie sie bei Gängen in Talsperren vorkommen können, sei auf Spezialuntersuchungen verwiesen [7].

Literatur

1. G. Kirsch: Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. Z. VDI 42 (1898) S. 797—807.
2. Th. Pöschl: Über eine partikuläre Lösung des biharmonischen Problems für den Außenraum der Ellipse. Math. Zeitschr. 11 (1921) S. 89—95.
3. K. Wolf: Beiträge zur ebenen Elastizitätstheorie. Z. f. techn. Phys. (1921) S. 209—216.
4. R. D. Mindlin: Stress distribution around a tunnel. Transact. Am. Soc. Civil Engrs. 105 (1940) S. 1117—1153.
5. A. Durelli and W. M. Murray: Stress distribution around an elliptical discontinuity. Proc. Soc. Exp. Stress Anal., Bd. I (1943) No. 1, S. 19—31.
6. R. Hiltcher und S. Elfman: Theoretiska och spänningsoptiska undersökningar för bergtunnlar. Tekn. Tidskr. (1950) S. 450—454.
7. C. N. Zangar and H. B. Phillips: Stresses around a gallery — determined by photoelastic interferometer. Proc. Soc. Exp. Stress Anal. 8 (1951), No. 2, S. 187—208.
8. H. T. Jessop and F. C. Harris: Photoelasticity. London 1949, p. 142.
9. R. Hiltcher und B. Pant: Die totale Zugkraft in der Nähe von Öffnungen in einem gleichförmigen, einachsigen Druckspannungsfeld. Bauing. 32 (1957). Erscheint demnächst.
10. R. Hiltcher: Spannungsmessung mit optischen Mitteln (Spannungsoptik). In „Praktische Spannungs- und Dehnungsmessung“, hrsg. von K. Fink und Chr. Rohrbach. Düsseldorf 1957.
11. J. Stini: Der Gebirgsdruck und seine Berechnung. Geologie und Bauwesen 19 (1952) S. 172—175.
12. J. Duhm: Stollen- und Tunnelbau. Wien 1947.
13. J. Schmidt: Statische Probleme des Tunnel- und Stollenbaues. Berlin 1926.

Eine Ermittlung des Spitzenwiderstandes von Pfählen

Von Yoshichika Nishida *

DK 624.154 : 624.131.524.4

Zusammenfassung

Der Bericht bringt eine angenäherte Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen auf Grund ihres Spitzenwiderstandes in kohäsionslosem Boden. Die Berechnung beruht auf einer neuen Idee, die, wenn sie auch vom mathematischen Gesichtspunkt aus betrachtet keine strenge Lösung darstellt, eine gute Übereinstimmung des errechneten mit dem in der Praxis ermittelten Spitzenwiderstand ergibt.

Einführung

Es gibt viele Formeln [1] zur Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen. Die meisten berücksichtigen aber nicht die Spannungsverteilung im Untergrund und befriedigen nicht vom mathematischen oder physikalischen Standpunkt. Besonders nehmen sie nicht darauf Rücksicht, daß Mantelreibung und Spitzenwiderstand voneinander abhängig sind [2]. Der Verfasser zeigte bereits [3], wie die Mantelreibung einer Pfahlgründung in kohäsionslosem Boden

zu berechnen ist. Es können hierfür dieselben Berechnungsmethoden angewendet werden wie für den Erddruck gegen eine lotrechte Wand. Im folgenden wird nun gezeigt, wie der Spitzenwiderstand bei Berücksichtigung der Mantelreibung errechnet werden kann. Die Gleichgewichtsbetrachtung erstreckt sich dabei auf die gesamten von Mantelreibung und Spitzenwiderstand im Boden erzeugten Spannungen. Die Berechnung erfolgt auf Grund der Elastizitätstheorie [4].

Spannungen im Boden und in der Umgebung des Pfahles

Der Verfasser nimmt an, daß der Pfahl im Verhältnis zum elastischen Boden steif ist, der lotrechte Druck im natürlichen Boden proportional der Tiefe ist, das Coulombsche Reibungsgesetz an dem Punkt der maximalen Scherspannung am Mantel des Pfahles gilt und der Boden sich an der Pfahlspitze im Bruchzustand befindet. Dann können die Spannungen in einem unendlich großen Halbraum, der unter der Wirkung der Schwerkraft steht, wie folgt ausgedrückt werden:

*) Dozent an der Universität von Kanazawa, Japan; früher Mitarbeiter in dem Instituto de Pesquisas Tecnologicas der Universität von Sao Paulo, Brasilien.

$$\sigma_z = \gamma_z + \frac{2 \cdot \mu \cdot \gamma}{m-2} \cdot \frac{8}{\pi^2 (2n+1)^2} \cdot \frac{K_0(kr)}{K_1(ka)} \cdot z \sin kz, \quad (1)$$

$$= \gamma_z + \Delta \sigma_z,$$

$$\tau = \frac{\mu \gamma}{m-1} \cdot \frac{8}{\pi^2 (2n+1)^2} \cdot \frac{K_1(kr)}{K_1(ka)} \cdot \left(z \cos kz - \frac{1}{k} \sin kz \right), \quad (2)$$

$$k = 4,5/L; 7,7/L; 10,9/L \dots,$$

σ_z = Normalspannung in lotrechter Richtung,

τ = Scherspannung,

γ = Bodenraumgewicht,

L = Pfahllänge,

a = Pfahlradius,

$1/m$ = Poissonzahl,

μ = Reibungskoeffizient zwischen Boden und Pfahl,

$K_0(kr)$ = Besselsche Funktion nullter Ordnung, zweiter Art,

$K_1(kr)$ = Besselsche Funktion erster Ordnung, zweiter Art.

Die Mantelreibung eines Pfahles ergibt sich aus Gl. (2), wenn dort $r = a$ gesetzt wird. Die Spannungsverteilung stimmt qualitativ mit Versuchsergebnissen überein, bei denen die Spannungen im Pfahl mittels Dehnungsmeßstreifen gemessen worden sind [5].

Vorschlag für die Ermittlung des Spitzenwiderstandes

Wenn eine Kraft an einem Punkt eines elastisch isotropen Halbraumes angreift, werden in dessen Inneren Spannungen hervorgerufen, die man nach Größe und Richtung bestimmen kann. Andererseits kann man näherungsweise die in einem Halbraum vorhandenen Spannungen auf eine Kraft zurückführen, die an einem bestimmten Punkt im Halbraum wirkt. Diese Kraft wird den Bodeneigenschaften genügen und die Grenzbedingungen erfüllen, wenn der Spannungszustand so gewählt ist, daß er denselben Bedingungen genügt.

In dem Fall, daß Anfangsspannungen herrschen, braucht nur die Spannungsänderung, die sich durch das Einführen der Kraft in einem Punkt des Halbraumes ergibt, betrachtet zu werden.

In Gl. (1) stellt der erste Ausdruck der rechten Seite die senkrechten Spannungen im natürlichen Boden und der zweite die Änderungen dieser Spannungen vom Anfangszustand zu dem nach einer Pfahlrammung dar. Der zweite Ausdruck verschwindet natürlich mit zunehmendem Abstand des betrachteten Punktes vom Pfahl. Wenn eine Kraft, die dem Spitzenwiderstand eines Pfahles entspricht, in einem Punkt des Untergrundes wirkt, wird sich der natürliche Spannungszustand entsprechend den vorhandenen Grenzbedingungen und Bodeneigenschaften verändern. Infolgedessen nimmt der Verfasser an, daß das zweite Glied der Gl. (1) angenähert gleich den Spannungen ist, die durch eine in einem beliebigen Punkt angreifende Einzelkraft erzeugt werden.

Das bedeutet, daß $\Delta \sigma_z$ durch eine Kraft P erzeugt wird, die an einem Punkt in der Pfahlachse wirkt (Abb. 1). Da wegen $\tau = 0$ in Gl. (2) der Spannungszustand symmetrisch

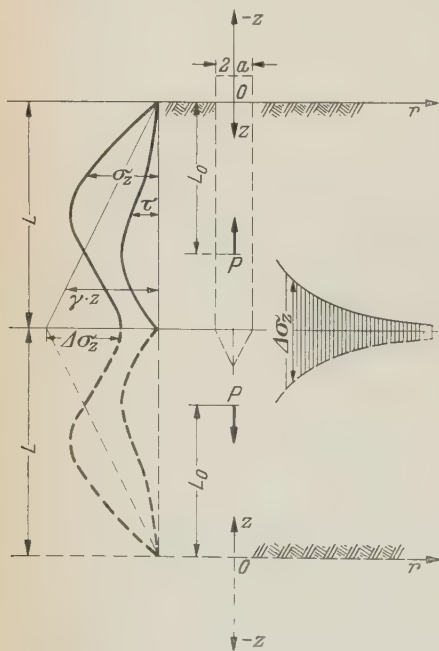


Abb. 1. Spannungsverteilung am Pfahl.

zu der Ebene $z = L$ ist, kann der Teil unter dieser Ebene durch das Spiegelbild des oberen Teiles ersetzt werden. Die Schwerkraft wirkt dabei in entgegengesetzter Richtung. Infolgedessen kann man nun angenähert annehmen, daß die Spannungsänderung $\Delta \sigma_z$ in Gl. (1) durch zwei Kräfte erzeugt wird, die in entgegengesetzter Richtung in der Pfahlachse wirken (Abb. 1). Eine derselben ist die Kraft, die dem Spitzenwiderstand eines Pfahles entspricht. Der Spannungszustand in Form der Gl. (1) führt dazu, daß die Spannungsänderung $\Delta \sigma_z$ des ursprünglichen Gleichgewichtszustandes den Spannungszustand in der Pfahlspitzenebene beeinflusst. Die Resultierende dieser Wirkung wird ungefähr gleich P sein.

Spannungen aus einer Punktlast im Boden

Der Verfasser benutzt die von R. D. Mindlin [6] angegebene Beziehung zwischen einer Einzelkraft P , die an einem Punkt im Halbraum wirkt, und die durch diese Kraft erzeugten Spannungen (Abb. 2).

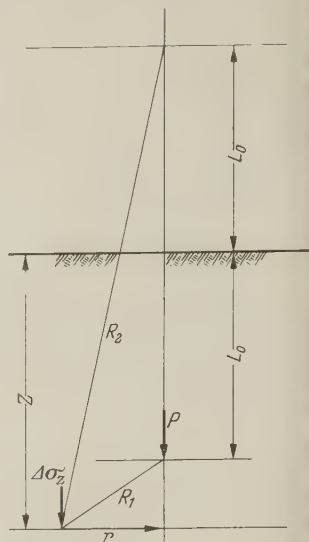


Abb. 2.

$$\Delta \sigma'_z = \frac{P}{8\pi \left(1 - \frac{1}{m}\right)} \cdot \left[\left(1 - \frac{2}{m}\right) \frac{(z - L_0)}{R_1^3} - \left(1 - \frac{z}{m}\right) \frac{(z - L_0)}{R_2^3} + \frac{3(z - L_0)^3}{R_1^5} + \frac{3 \left(3 - \frac{4}{m}\right) z(z + L_0)^2 - 3L_0(z + L_0)(5z - L_0) + 30L_0 z(z + L_0)^3}{R_2^5} + \frac{30L_0 z(z + L_0)^3}{R_2^7} \right], \quad (3)$$

P = eine Kraft, die an einem Punkt in einem Halbraum wirkt,

$\Delta \sigma'_z$ = lotrechter Normaldruck aus P ,

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z - L_0)^2},$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z + L_0)^2}.$$

Der Ausdruck $\Delta \sigma'_z$ in Gl. (3) gibt die Spannungsänderung nach Aufbringen der Kraft P gegenüber dem ursprünglichen Spannungszustand wieder. Sie muß daher gleich $\Delta \sigma_z$ sein. Da der Wert $\Delta \sigma_z$ in Gl. (1), wie bereits erwähnt, durch zwei symmetrische Kräfte von der Größe P erzeugt wird, erhält man die folgende Gleichung für P , wenn in den Punkten mit den Koordinaten $r = a$ und $z = L$ die Hälfte von $\Delta \sigma_z$ in Gl. (1) gleich $\Delta \sigma'_z$ in Gl. (3) eingesetzt wird.

$$P = \frac{1}{2} \sigma_z \lambda, \quad (4)$$

wobei

$$\Delta \sigma_z = \sum \frac{2 \cdot \mu \cdot \gamma}{m-2} \cdot \frac{8}{\pi^2 (2n+1)^2} \cdot \frac{K_0(kr)}{K_1(ka)} \cdot L \sin kl \quad (5)$$

$$\lambda = 8\pi \left(1 - \frac{1}{m}\right) / \left[\left\{ \left(1 - \frac{2}{m}\right) \frac{(L - L_0)}{a^2 + (L - L_0)^2} \right\}^{3/2} - \left\{ \left(1 - \frac{2}{m}\right) \frac{(L - L_0)}{a^2 + (L + L_0)^2} \right\}^{3/2} + \frac{3(L - L_0)^3}{\{a^2 + (L - L_0)^2\}^{5/2}} + \frac{3 \left(3 - \frac{4}{m}\right) L(L - L_0)^2 - 3L_0(L + L_0)(5L - L_0)}{\{a^2 + (L + L_0)^2\}^{5/2}} + \frac{30L L_0(L + L_0)^3}{\{a^2 + (L + L_0)^2\}^{7/2}} \right]. \quad (6)$$

Wenn man nur einen benachbarten kleinen Bereich der Kraft P in dem Halbraum betrachtet, findet man, daß der Spannungszustand in den dem Angriffspunkt der Kraft benachbarten Punkten derselbe ist wie der in einem Vollraum, in dem ebenfalls die Kraft P wirkt. Die Kraft P wird dann den Spannungszustand in der waag-rechten Ebene, die durch ihren Angriffspunkt geht, nicht verändern. So erhalten wir den Wert für L_0 in Gl. (6), wenn wir die Spannungsänderung seit dem ursprünglichen Zustand gleich Null setzen.

$$\sum \frac{1}{(2n+1)^2} \cdot \frac{K_0(k a)}{K_1(k a)} \cdot \sin k L_0 = 0. \tag{7}$$

Die Tragkraft des Pfahles kann angenähert aus Gl. (2) und (5) erhalten werden.

Ein Rechenbeispiel

Der seitliche Erddruck in dem Boden ist $\gamma z/(m-1)$. Der Verfasser nimmt an, daß die Ruhedruckziffer $1/m-1 = 0,4$ beträgt (Mittelwert aus Versuchen, die Werte zwischen 0,35 und 0,40 für Sand erbrachten). Dann wird $m = 3,5$. Weiterhin wird angenommen $\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$, $\mu = 0,473$, $L = 10 \text{ m}$, $a = 0,1 \text{ m}$.

Es ergibt sich nach Gl. (7) $L_0 = 0,69$, $L = 6,9 \text{ m}$, nach Gl. (5) $\Delta \sigma_z = 1,07 \text{ t/m}^2$ und nach Gl. (6) $\lambda = 46,6 \text{ m}^2$. Damit wird der Spitzenwiderstand nach Gl. (4)

$$P = 0,5 \cdot 1,07 \cdot 46,6 = 25 \text{ t.}$$

Die Mantelreibung des Pfahles ergibt sich durch Integration der Gl. (2)

$$T = 2 \pi a \int_0^L \tau|_{r=a} dz = 4,9 \text{ t.}$$

Damit beträgt die Tragfähigkeit des Pfahles

$$P + T = 25 + 4,9 = 30 \text{ t.}$$

In diesem Beispiel beträgt die Mantelreibung nur 16 % der Gesamttragfähigkeit und erscheint unverhältnismäßig klein. Das Ergebnis stimmt aber mit der Auffassung von Skempton [9] überein. Letztere besagt, daß der Anteil der Mantelreibung an dem der Gesamttragfähigkeit 10–20 % in Sanden nicht überschreitet. Dies ist durch praktische Versuche bestätigt worden. Da diese vorher aufgezeigte Berechnung sich angenähert auf die Elastizitätstheorie stützt und unter der Bedingung erhalten wird, daß das Reibungsgesetz nur an einem Punkt der Mantelfläche des Pfahles gültig ist, scheinen die Ergebnisse nach der vorliegenden Berechnung den Endpunkt des geradlinigen Teiles der Lastsetzungskurve bei Pfahlprobebelastungen zu geben. Für einen Pfahl, dessen Spitzenwiderstand einen großen Teil der Gesamttragfähigkeit ausmacht, entspricht der Endpunkt auf dem geradlinigen Teil ungefähr 40 bis 60 % der Grenztragfähigkeit. Die Grenztragfähigkeit würde dann in unserem Beispiel sein

$$P_{Gr} = 30 \cdot 100 / (40 \text{ bis } 60) = 75 \text{ bis } 50 \text{ t.}$$

Die Nachrechnung eines praktischen Beispiels zeigt folgendes:

$$L = 8 \text{ m}, 2a = 50 \text{ cm}, \gamma = 1,2 \text{ t/m}^3, \varnothing = 30^\circ, m = 4.$$

Daraus ergibt sich

$$L_0 = 0,55 \text{ m},$$

$$\Delta \sigma_z = 1,24 \text{ t/m}^2,$$

$$\lambda = 30,6 \text{ m}^2,$$

$$P = 0,5 \cdot 1,24 \cdot 30,6 = 19 \text{ t},$$

$$P + T = 25 \text{ t.}$$

Demnach ergibt sich als Grenztragfähigkeit

$$P_{Gr} = 25 \cdot 100 / (40 \text{ bis } 60) = 62 \text{ bis } 42 \text{ t.}$$

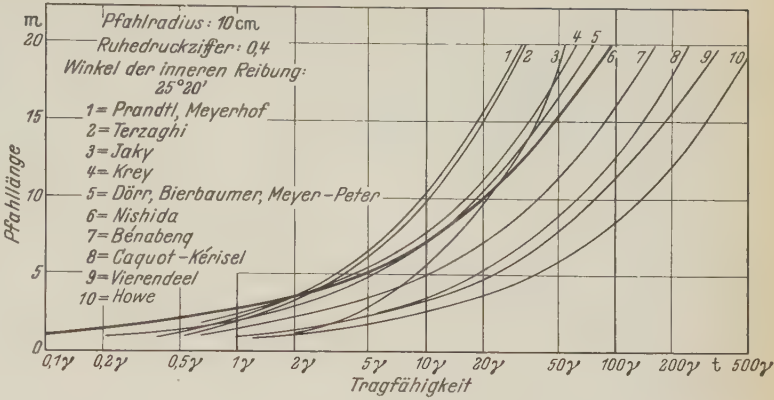


Abb. 3. Vergleich verschiedener Formeln. Tragfähigkeit und Pfahllänge.

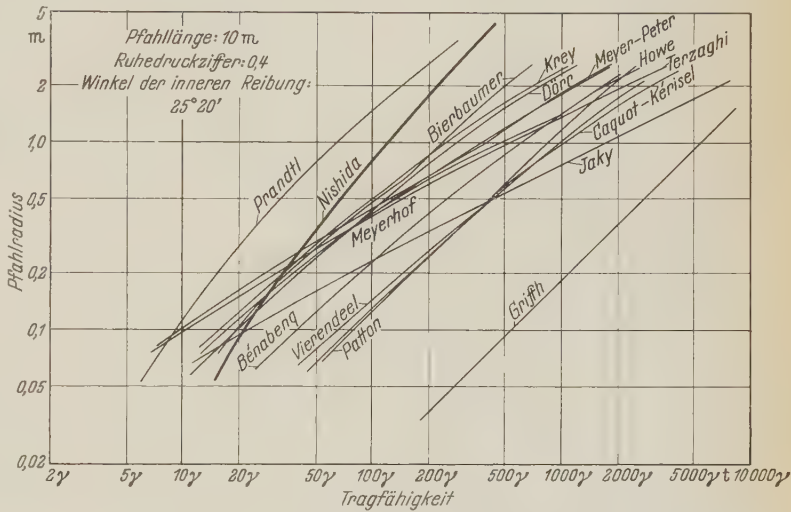


Abb. 4. Vergleich verschiedener Formeln. Tragfähigkeit und Pfahlradius.

Der praktische Belastungsversuch ergab eine Grenztragfähigkeit von 54 t.

Abb. 3 und 4 zeigen den Vergleich verschiedener Methoden für die Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen in kohäsionslosen Böden unter denselben Bedingungen.

Schlußfolgerungen

Die meisten Berechnungsarten der Tragfähigkeit von Pfählen fußen auf energetischen Betrachtungen, und nur wenige gehen von statischen aus. Obwohl behauptet wird, daß die statischen Formeln überhaupt nicht benutzt werden sollten und ohne Ausnahme wertlos sind, glaubt der Verfasser, daß die statischen Formeln trotz ihrer Mängel gedanklich besser begründet sind als die dynamischen. Es liegt deshalb kein Grund vor, die statischen Formeln nicht zu benutzen.

Es ist natürlich wünschenswert, nicht nur Baustellenbeobachtungen zu machen und die Setzungen unter der Last zu messen. Es sollten auch die Drücke gemessen werden, die auf den umgebenden Boden ausgeübt werden.

Die vorliegende Arbeit gibt eine neue Formel für die Tragfähigkeit von Pfählen und ist besser begründet als die bestehenden. Sie gibt außerdem den Spannungszustand, der durch den Pfahl im Boden erzeugt wird, wobei angenommen ist, daß die Grenztragfähigkeit der Pfahlgründung erreicht wird, wenn das Coulombsche Reibungsgesetz für die Mantelreibung und den seitlichen Erddruck an einem Punkt der seitlichen Mantelreibung erreicht wird.

Der Verfasser dankt an dieser Stelle Herrn Prof. M. Vargas und vielen Ingenieuren der Universität in Sao Paulo, Brasilien, sowie Herrn Prof. S. Murayama der Kyoto Universität, Japan.

Literatur:

1. Zum Beispiel:
A. C. Dean: Piles and Pile Driving, London, (1935) S. 133—163.
R. D. Chellis: Pile Foundations-Theory, Design and Practice, New York, (1951) S. 525—538.
Amer. Soc. Civil Eng'rs: Pile Foundations and Pile Structures, Manuals of Engineering Practice No. 27, 1946.
2. J. K. K  risel: Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g 6 (1948) S. 120.
3. Y. Nishida: Der Bauingenieur 30 (1955) S. 320.
4. R. D. Mindlin: Trans. Amer. Soc. Civil Eng'rs 108 (1943) S. 147.
5. M. Mikasa: Abstract of Papers of the Civil Engineering Division of the 7th Congress of Japanese Union of Engineering Society, Part II, (1956) S. 24.
5. Zum Beispiel:
L. C. Reese, H. Matlock u. R. F. Dawson: Circular No. 20, Bureau of Eng'g Research, Univ. of Texas.
J. Florentin, G. L'Heriteau u. M. Farhi: Travaux 32 (1948) S. 340.
L. L. Candall: Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g 4 (1948) S. 122.

H. Zweck: Annales de l'Institut Technique du B  timent et des Travaux Publics, No. 63—64 (1953) S. 367.
H. Cambefort: Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g 2 (1953) S. 32.
H. G. Schlitt: Proc. Highway Research Board 31 (1952) S. 69.
6. Zum Beispiel:
H. M. Westergaard: Theory of Elasticity and Plasticity, New York, (1952) S. 142.
H. A. Martins: Revista Politecnica, (1952) No. 146, S. 365.
7. S. Timoshenko: Theory of Elasticity, New York, (1934) S. 322.
8. A. W. Bishop: Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g 1 (1953) S. 105.
9. A. W. Skempton: Annales l'Institut Tech. B  t. Travaux Publ. (1953), No. 63—64, S. 286.
10. G. Plantema: Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g 4 (1948) S. 114.
11. A. J. C. Nunes u. M. Vargas: Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g 2 (1953) S. 75.
12. Committee of ASCE: Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g 3 (1936) S. 150.
13. G. G. Meyerhof: Géotechnique (1952) S. 186.

Beitrag zur Berechnung einer unverankerten Spundwand

Von Dr.-Ing. Gustav Jenne, Rheinhausen

DK 624.137.4.04 : 624.152.634.04

1. Vorbemerkung

Um den Zeitaufwand für die Dimensionierung einer unverankerten Spundwand auf ein Minimum zu reduzieren, werden, basierend auf dem Verfahren von Blum, Kurvenscharen entwickelt, die es ermöglichen, die erforderliche Rammtiefe und das maximale Biegemoment der Spundwand zu ermitteln. Das Lastbild bis zum Additionsnullpunkt (Spannungsnullpunkt) kann dabei beliebig verlaufen. Der Erdwiderstand muß vom Additionsnullpunkt nach unten stetig und linear zunehmen. Ist sein Verlauf nicht stetig, so läßt sich in vielen F  llen, wie in Abschnitt 4 zusammen mit einem Berechnungsbeispiel gezeigt wird, diese Stetigkeit durch Überlagerung von gleich großen positiven und negativen Lastanteilen erreichen.

2. Grundlagen der Berechnung einer unverankerten Spundwand

Es wird zunächst kurz der von Blum vorgeschlagene Berechnungsweg skizziert. Die freistehende Spundwand wird oberhalb der einseitig tiefliegenden Aushubsohle durch Kräfte belastet.

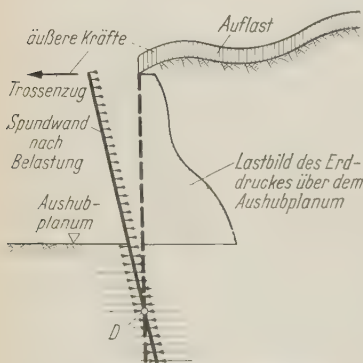


Abb. 1. Schematische Verschiebung der unverankerten Spundwand unter der Belastung.

Diese Kräfte, wie Trossenz  ge, vertikale Auflasten usw., werden in Verbindung mit dem Erddruck die Spundwand aus ihrer ursprünglich vertikalen in eine geneigte Lage verschieben (Abb. 1). Die Spundwand rückt dabei unter dem Aushubplanum entgegen der Pfeilrichtung gegen das sie umgebende Erdreich, d. h. sie weckt vom Fuß bis zum Drehpunkt D auf der rechten, von D bis zur Aushubsohle auf der linken Seite den passiven Erddruck (Erdrwiderstand). Da aber gleichzeitig auf der anderen Seite der Spundwand der aktive Erddruck schiebt, widersteht das Erdreich mit dem Differenzbetrag (Erdrwiderstand minus Erddruck, $E_p - E_a$) den über der Gründungssohle angreifenden Kräften. Damit ergibt sich bei mit der Tiefe linear zunehmender Erddruckspannung (e_a) und Erdrwiderstandsspannung (e_p) das Belastungsbild nach Abb. 2a.

sohle auf der linken Seite den passiven Erddruck (Erdrwiderstand). Da aber gleichzeitig auf der anderen Seite der Spundwand der aktive Erddruck schiebt, widersteht das Erdreich mit dem Differenzbetrag (Erdrwiderstand minus Erddruck, $E_p - E_a$) den über der Gründungssohle angreifenden Kräften. Damit ergibt sich bei mit der Tiefe linear zunehmender Erddruckspannung (e_a) und Erdrwiderstandsspannung (e_p) das Belastungsbild nach Abb. 2a.

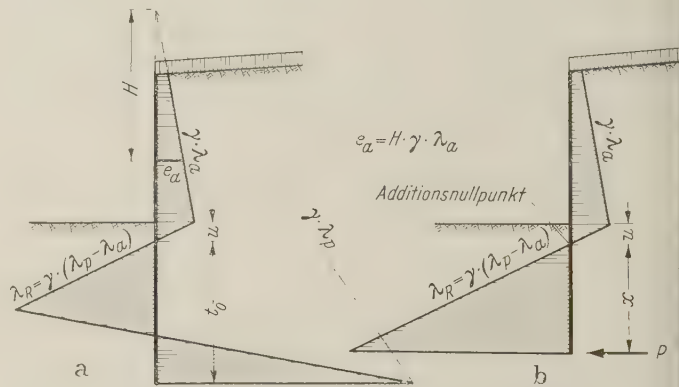


Abb. 2. Schema der die unverankerte Spundwand belastenden Kräfte.

Dieses Belastungsbild wurde von Blum ersetzt durch Abb. 2b, d. h., der auf die andere Seite überspringende Erdrwiderstandsanteil wird durch eine Einzelkraft am Fuß der Spundwand angenähert. Für beide Belastungsbilder (Abb. 2a und 2) ergibt sich die Rammtiefe t_0 bzw. x aus der Forderung, daß die Gleichgewichtsbedingungen $\sum H = 0$ und $\sum M = 0$ um den Fußpunkt der Spundwand erfüllt sein müssen. Für den Fall der Abb. 2b ist augenscheinlich die Rammtiefe x kleiner, als sie beim vollen Belastungsbild sein müßte, da der Erdrwiderstand bis zum Spundwandfu   zunimmt und damit bereits in einer kleineren Rammtiefe so groß ist, daß $\sum M = 0$ wird. Aus diesem Grunde schlug Blum vor, nach Belastungsbild 2b zu rechnen, aber eine gegenüber x um 20 % vergrößerte Rammtiefe zu wählen.

3. Ermittlung von Kurvenscharen zur Bestimmung von Rammtiefe und Maximalmoment

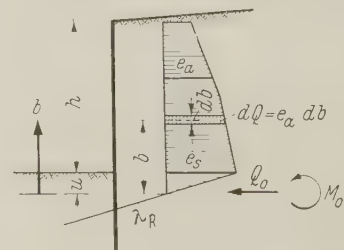


Abb. 3. Lastbild bis zum Spannungsnullpunkt.

Nach Abb. 3 beträgt in der Höhe der Aushubsohle die Erddruckspannung e_s . Unter Berücksichtigung des inneren

Reibungswinkels ϱ und der Wandreibung δ ergibt sich ein Erdwiderstandsbeiwert von $\gamma \lambda_p$ (λ_p für $\gamma = 1$) und ein Erd-druckbeiwert von $\gamma \lambda_a$ (λ_a für $\gamma = 1$) und damit der für den Widerstand des Erdreiches maßgebende Beiwert von der Größe

$$\lambda_R = \gamma \lambda_p - \gamma \lambda_a. \tag{1}$$

Die Höhe, in der die Erdspannung auf die Spundwand zu Null wird, ergibt sich aus

$$u = e_s / \lambda_R. \tag{2}$$

Mit Kenntnis der Tiefe u ist es nun leicht möglich, die äußeren Kräfte über dieser Höhe zu ersetzen durch Q_0 und M_0 .

Nach Abb. 3 ist

$$Q_0 = \sum_{b=0}^{b=u+h} d \cdot Q \tag{3}$$

$$M_0 = \sum_{a=0}^{b=u+h} b \cdot d \cdot Q. \tag{4}$$

Der Ansatz der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$ um den Spundwandfuß, der es ermöglicht, die Rammtiefe x zu ermitteln, nimmt nach Abb. 4 folgende Form an:

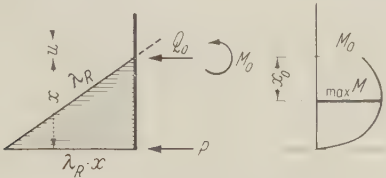


Abb. 4. Lastbild unter dem Spannungsnulldpunkt.

$$Q_0 x + M_0 - \lambda_R x^3 / 6 = 0 \tag{5}$$

mit Einführung des Parameters

$$c = M_0 / Q_0 \tag{6}$$

geht Gleichung (5) über in

$$x + c - \lambda_R x^3 / 6 Q_0 = 0. \tag{7}$$

Mit dem 2. Parameter

$$d = \lambda_R / 6 Q_0 \tag{8}$$

ergibt sich:

$$x + c = d x^3. \tag{9}$$

Diese Gleichung läßt sich rasch für die verschiedenen Werte, von c und d durch Proberechnungen auflösen und graphisch darstellen. Das Ergebnis der verschiedenen Proberechnungen ist in Abb. 11 in Form von Kurvenscharen $x = f(c \text{ u. } d)$ (Rammtiefe x in m in Abhängigkeit von den Parametern c u. d) aufgetragen. Für d wurde bei 0,1 der Maßstab geändert, um für den Bereich $d = 0,04$ bis 0,1 und den Bereich 0,1 bis 1,0 eine gute Ablesegenauigkeit zu erhalten.

Um das maximale Biegemoment in der Spundwand zu ermitteln, ist es notwendig, die Querkraftnullstelle zu kennen.

Die Querkraftnullstelle soll im Abstand $(x_0 + u)$ unter der Aushubsohle liegen. Nach Abb. 4 ergibt sich

$$Q_0 = \lambda_R x_0^2 / 2 \tag{10}$$

$$x_0 = \sqrt{2 Q_0 / \lambda_R}. \tag{11}$$

Das max. Biegemoment wird zu:

$$\max M = Q_0 x_0 + M_0 - \lambda_R x_0^3 / 6. \tag{12}$$

Setzt man Gl. (11) in Gl. (12) ein, so ergibt sich

$$\max M = Q_0 \sqrt{\frac{2 Q_0}{\lambda_R}} + M_0 - \frac{\lambda_R}{6} \frac{2 Q_0}{\lambda_R} \sqrt{\frac{2 Q_0}{\lambda_R}}. \tag{13}$$

Nach kleinen Umformungen ergibt sich

$$\max M = M_0 + Q_0 \sqrt{\frac{Q_0}{\lambda_R}} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \left(1 - \frac{1}{3}\right). \tag{14}$$

Durch Einsetzen von Gl. (6) und Gl. (8) erhält man

$$\frac{\max M}{M_0} = 1 + \frac{0,384}{c} \sqrt{\frac{1}{d}}. \tag{15}$$

Auch Gl. (15) läßt sich schnell für genügend viele verschiedene Werte von c und d berechnen. Die errechneten Werte sind in Abb. 11 als Kurvenscharen $\frac{\max M}{M_0} = f(c \text{ u. } d)$ (Verhältnis des Maximalmomentes geteilt durch das Moment in der Tiefe u unter dem Aushubplan in Abhängigkeit von den Parametern c und d) aufgetragen. Somit ist es mit Abb. 11 in einfachster Weise möglich, das Maximalmoment und die Rammtiefe für fast jeden vorkommenden Fall zu bestimmen.

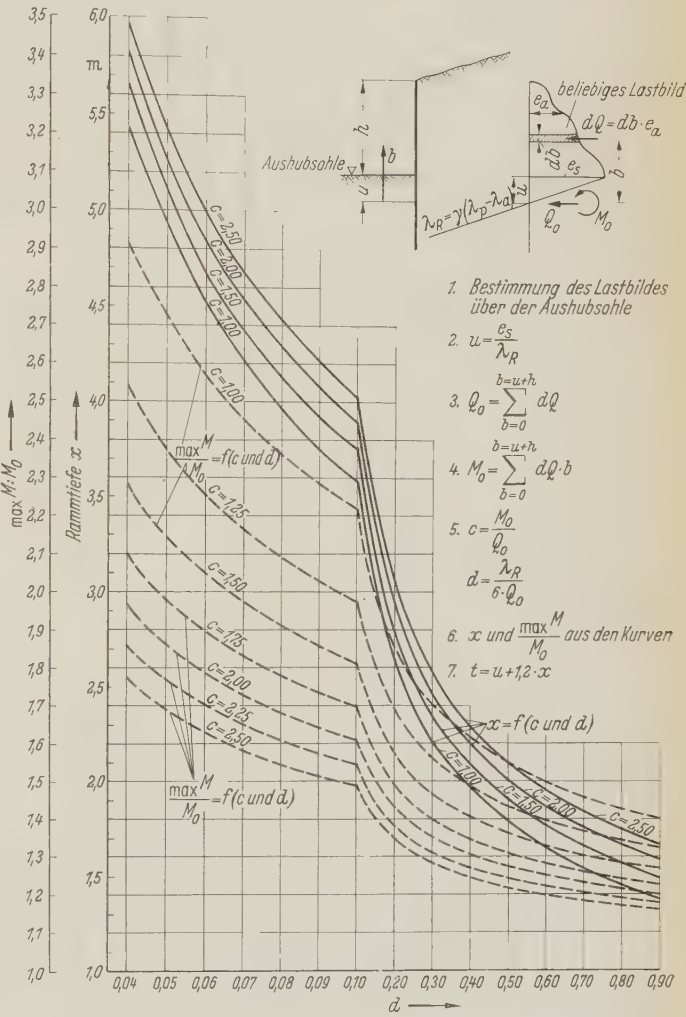


Abb. 11. Kurvenscharen zur Berechnung unverankerter Spundwände.

4. Berechnungsbeispiele

Beispiel a. Infolge der Auflast ergibt sich eine Überlagerungshöhe

$$H_1 = p / \gamma_1 = 1 / 1,9 = 0,53 \text{ m}.$$

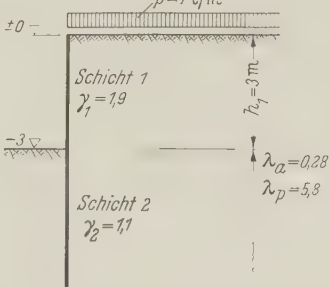


Abb. 5. Beispiel a.

Die Ordinaten des aktiven Erddruckes ergeben sich zu
 $e_a (\pm 0) 0,53 \cdot 1,9 \cdot 0,28 = 0,28 \text{ t/m}^2$
 $e_a (-3) 3,53 \cdot 1,9 \cdot 0,28 = 1,88 \text{ t/m}^2$.

Der resultierende Erdwiderstandsbeiwert wird
 $\lambda_{R1} = 1,1 (5,8 - 0,28) = 6,07$.

Die Höhe des Additionsnullpunktes unter der Sohle
 $u = e_a (-3) / \lambda_{R1} = 1,88 / 6,07 = 0,31 \text{ m}$.

Damit ist das Lastbild bis zum Spannungsnullpunkt bekannt und die Werte Q_0 und M_0 können berechnet werden.

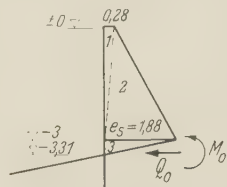


Abb. 6. Beispiel a. Lastbild über dem Spannungsnullpunkt.

Nr.	d Q_0	b	d $M_0 = b \cdot d Q_0$
1	$0,28 \cdot 1,5 = 0,42$	2,31	0,97
2	$1,88 \cdot 1,5 = 2,82$	1,31	3,69
3	$1,88 \cdot 0,155 = 0,292$	0,207	0,06
$Q_0 = 3,532 \text{ t}$		$M_0 = 4,72 \text{ tm}$	

Nach Gl. (6) und (8) ergibt sich

$$c = \frac{M_0}{Q_0} = \frac{4,72}{3,532} = 1,34$$

$$d = \frac{\lambda_{R1}}{6 \cdot Q_0} = \frac{6,07}{6 \cdot 3,532} = 0,287$$

Aus den Kurvenscharen der Abb. 11 ergibt sich

$$x = 2,33 \text{ m}$$

$$\max M = 1,535 \cdot 4,72 = 7,24 \text{ tm}$$

Rammtiefe

$$t = 1,2 \cdot x + u_1$$

Spundwandlänge

$$l = 3,0 + u + 1,2 \cdot x = 3,0 + 0,31 + 2,79 = 6,10 \text{ m}$$

Beispiel b. In Beispiel b wird angenommen, daß auf Kote -4 ein Schichtwechsel liegt (vgl. Abb. 7a). Durch diesen Wechsel erhält die Erdwiderstandszunahme einen Neigungswinkel. Um diese Unstetigkeit zu beseitigen, wird die unter -4,0 liegende Erdwiderstandsgerade nach oben verlängert, bis sie die Spannungsnulllinie schneidet (Abb. 7a). Dieser Schnittpunkt ist der rechnermäßige Additionsnullpunkt. Der gegenüber diesem ideellen Erdwiderstand fehlende oder darüber hinausgehende Anteil wird so als äußere Belastung auf die Spundwand angesetzt (auch wenn der Kraftanteil unterhalb des Additionsnullpunktes liegt), daß die Summe aus ideellem Erdwiderstand und äußerer Last wieder das ursprüngliche nicht stetige und geknickte Lastbild ergibt.

Für die Kote -4 ergeben sich für den aktiven und passiven Erddruck folgende Überlagerungshöhen:

$$H_2 (\text{akt.}) = \frac{1}{0,9} (1 + 3 \cdot 1,9 + 1 \cdot 1,1) = \frac{7,8}{0,9} = 8,67 \text{ m}$$

$$H_2 (\text{pass.}) = 1,1 \cdot 1,0 / 0,9 = 1,22 \text{ m}$$

Damit ergeben sich die Erdspannungsordinaten an der Oberkante der unteren Schicht zu

$$e_a (-4,0) = 8,67 \cdot 0,9 \cdot 0,32 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$e_p (-4,0) = -1,22 \cdot 0,9 \cdot 4,8 = -5,27 \text{ t/m}^2$$

$$e_R (-4,0) = -5,27 + 2,5 = -2,77 \text{ t/m}^2$$

$$\lambda_{R2} = 0,9 \cdot (4,8 - 0,32) = 4,03 \quad \lambda_{R1} = 6,07$$

Die resultierende Erdspannung an der Unterkante der oberen Schicht ergibt sich zu

$$e_R (-4,0) = -(1,0 - u_1) \cdot \lambda_{R1} = -0,69 \cdot 6,07 = -4,19 \text{ t/m}^2$$

Das Belastungsbild der Spundwand ist in Abb. 7a aufgezeichnet.

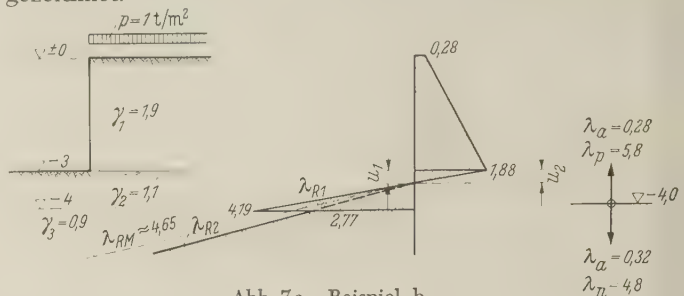


Abb. 7a. Beispiel b.

Der ideelle Spannungsnullpunkt findet sich aus der Verlängerung der unteren Erdwiderstandsgeraden.

$$x_1 = 2,77 / 4,03 = 0,69 \text{ m} \quad u_2 = 1,0 - 0,69 = 0,31 \text{ m}$$

Der ideelle Spannungsnullpunkt fällt im gewählten Beispiel mit dem ursprünglichen zusammen. Damit ist

$$u_1 = u_2$$

Der Teil des wirklichen passiven Erddruckes, der außerhalb der Verlängerung der unteren Erdwiderstandsgeraden liegt, wird als äußere Last mit angesetzt. Damit ergibt sich für die Ermittlung von M_0 und Q_0 das Lastbild gemäß Abb. 7b.

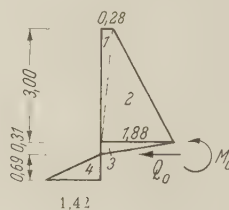


Abb. 7b. Beispiel b. Lastbild über dem Spannungsnullpunkt.

Nr.	d Q_0	b	d $M_0 = b \cdot d Q_0$
1	$0,28 \cdot 1,5 = 0,42$	2,31	0,97
2	$1,88 \cdot 1,5 = 2,82$	1,31	3,69
3	$1,88 \cdot 0,155 = 0,292$	0,207	0,06
4	$-1,42 \cdot 0,345 = -0,49$	-0,46	0,23
$Q_0 = 3,042$		$M_0 = 4,95$	

$$c = \frac{M_0}{Q_0} = \frac{4,95}{3,042} = 1,627$$

$$d = \frac{\lambda_{R2}}{6 \cdot Q_0} = \frac{4,03}{6 \cdot 3,042} = 0,221$$

Aus Abb. 11 ergibt sich

$$x = 2,72 \text{ m}$$

$$\max M = 1,5 \cdot 4,95 = 7,42 \text{ tm}$$

$$t = 1,2 \cdot x + u_2$$

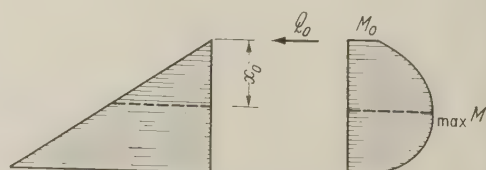
Spundwandlänge

$$l = 3,0 + u_2 + 1,2 \cdot x = 3,0 + 0,31 + 3,26 \approx 6,60 \text{ m}$$

Eine Unstetigkeit in der Erdwiderstandsgeraden läßt sich in der oben beschriebenen Art so lange berücksichtigen, als unterhalb des max. Biegemomentes der Erdwiderstand stetig und linear zunimmt. Die Höhenlage des max. Biegemomentes liegt etwa um $0,5 \cdot x$ unter dem ideellen Additionsnullpunkt. Genau errechnet sie sich aus

$$x_0 = \sqrt{2 Q_0 / \lambda_{R2}}$$

Abb. 8.



Zwei schematische Beispiele für die Bestimmung von u_2 und des Lastbildes zur Ermittlung von M_0 und Q_0 sind in Abb. 9 aufgezeichnet.

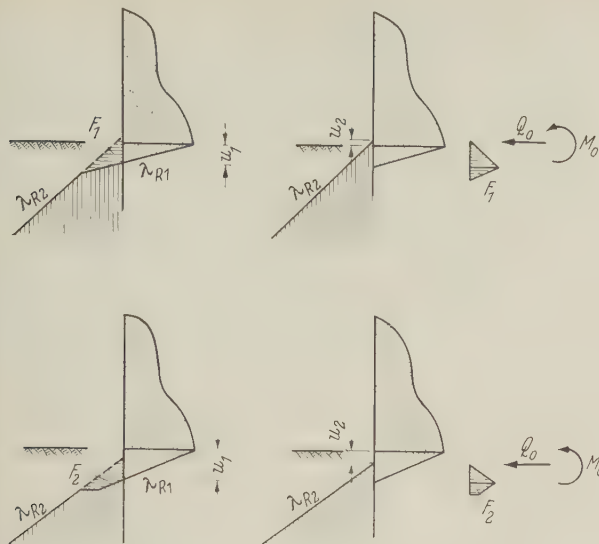


Abb. 9. Beispiele für den Ersatz unstetiger Erdwiderstandsverteilung.

Eine weitere Möglichkeit, um mit guter Näherung die Rammtiefe und das max. Biegemoment zu ermitteln, besteht darin, daß man die vorhandenen Erdwiderstandslinien unter dem Additionsnullpunkt gemäß Abb. 10 durch eine ausmittelnde Gerade ersetzt.

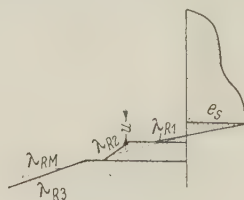


Abb. 10. Ausmittlung des Erdwiderstandes.

Wendet man diese Methode auf das Beispiel b an, so ergibt sich mit M_0 und Q_0 wie Beispiel a

$$\lambda_R \text{ (Mittel)} = \lambda_{RM} = \text{ca. } 4,65 \text{ (Abb. 7a)}$$

$$c = 4,72/3,532 = 1,34$$

$$d = 4,65/6 \cdot 3,532 = 0,219$$

$$x = 2,63 \text{ m} = \text{ca. } 2,72 \text{ m.}$$

$$\max M = 1,62 \cdot 4,72 = 7,65 \text{ tm} \approx 7,42.$$

Eine Nachprüfung des Gebirgsdruckes bei rolligem Gebirge

Von Bundesbahnberrat Fritz Birkel, München

DK 622.831.2 : 624.192.1

1. Allgemeines

Die Auskleidung der in bergmännischer Bauweise hergestellten Tunnel und Stollen erfährt, wenn das Gebirge nicht völlig standfest ist, eine Beanspruchung durch Gebirgsdruck. Er kann je nach den Festigkeitseigenschaften des Gebirges, nach der Tiefenlage des unterirdischen Hohlraumes und den geologischen Gegebenheiten verschiedenartig, und zwar als Auflockerungsdruck, Überlagerungsdruck, Quelldruck, Rutschungsdruck oder tektonischer Gebirgsdruck in Erscheinung treten. Weitaus am häufigsten liegt bei Tunneln und Stollen außerhalb des Hochgebirges der Auflockerungsdruck vor; die anderen, gefährlicheren Arten des Gebirgsdruckes, insbesondere der Überlagerungsdruck, zeigen sich hier seltener. Der Auflockerungsdruck entsteht dadurch, daß beim Ausbruch des Hohlraumes durch Spannungsumlagerungen, durch die Art der Ausbrucharbeit und durch die Nachgiebigkeit vorübergehender Einbauten eine Auflockerung der Gebirgsteile vornehmlich im Bereich unmittelbar über dem Hohlraum entsteht und daß diese Gebirgsteile dann durch Firstdruck die vorübergehenden oder ständigen Einbauten des Tunnels oder Stollens belasten. Darüber verspannt sich das Gebirge gewölbeartig. Der Umlendungsdruck bleibt dabei meist gering. Die geeignetste Form der Auskleidung ist für diesen Lastfall die des hochgestellten Eiprofils.

2. Problemstellung

Es liegt nahe, den Bereich der Auflockerung — auch „spannungsloser Körper“ genannt — in Abhängigkeit von Gebirgsart und Ausbruchbreite jeweils abzuschätzen und aus der Höhe dieses Bereiches auf die Last zu schließen, welche die Tunnel- oder Stollengewölbe aufnehmen müssen. Das früher zu allgemein angewendete Verfahren von Kommerell z. B. bezweckt dies, Terzaghi hat einfache Faustregeln dazu für geklüftetes, massiges Gebirge angegeben. Da es sich in jedem Fall nur um grobe Schätzungen handeln kann, sind statische Untersuchungen von Tunnel- und Stollenauskleidungen mit so gewonnenen Lastannahmen im wesentlichen nicht zur Bemessung der Mauerdicke, sondern vor allem dazu geeignet, einen Hinweis auf den Verlauf und die ungefähre Größe der Kräfte

sowie auf richtige Formgebung für die Auskleidung zu ermöglichen. Erwünscht ist, weitere Erfahrungen über die Größe des Auflockerungsdruckes zu gewinnen.

Bei der Schätzung des Firstdruckes tritt — besonders in rolligem Gebirge — noch die Frage auf, ob der Auflockerungsbereich und die gewölbeartige Verspannung des Gebirges darüber für die ganze Dauer des Bestandes eines unterirdischen Bauwerkes unverändert erhalten bleiben oder ob sich nicht allmählich ein Ausgleich mit dem Endergebnis vollzieht, daß schließlich das gesamte über dem Hohlraum liegende Gebirge bis zur Erdoberfläche die Auskleidung belastet. Dieser Fall scheint vornehmlich bei geringer Überdeckung im Bereich der Möglichkeit zu liegen. Er hätte dann Bedeutung sowohl für die Bemessung neuer Tunnel und Stollen in rolligem oder stark gebrechtem Gebirge wie auch für die Beurteilung der Standfestigkeit bestehender Bauwerke. Untersuchungen, die zu einer Klärung dieser Frage beigetragen hätten, sind bisher nicht bekannt geworden. Sie können mit einiger Aussicht auf Erfolg nur an einem Bauwerk selbst unter den natürlich gegebenen Bedingungen vorgenommen werden, und hieraus ist wohl zu erklären, warum hier eine Unsicherheit besteht.

Bei der Unterhaltung der 534 Eisenbahntunnel der Deutschen Bundesbahn tritt ebenfalls immer wieder die Frage nach dem jeweils wirksamen Gebirgsdruck auf, d. h. also für den meist gegebenen Fall des Auflockerungsdruckes die Frage nach der gegenwärtig tatsächlich vorhandenen Höhe des Gebirgskörpers, der das Gewölbe belastet. Als besonders dringlich erwies sich das Problem, als im Frühjahr des Jahres 1954 der 1620 m lange, zweigleisige Eisenbahntunnel bei Königsdorf plötzlich bedrohliche Schäden zeigte. Es entstand damals überraschend die Frage, ob die Tunnelauskleidung noch als genügend standfest anzusehen war. Da man den wirklich wirksamen Gebirgsdruck nicht kannte, konnte die tatsächliche Beanspruchung des Gewölbes durch eine statische Berechnung nicht zutreffend ermittelt werden. So mußte man zu einer rein empirischen Beurteilung kommen, die sich auf Erfahrungen an anderen Bauwerken stützte. Das Bedürfnis, mehr über den Gebirgsdruck zu wissen, als es der heutige Stand erlaubt, hatte sich aber wieder recht eindringlich gemeldet.

3. Der Königsdorfer Tunnel als Versuchsbauwerk

Der Tunnel bei Königsdorf mußte wegen großer, vornehmlich witterungsbedingter Schäden in den Jahren 1954/1955 abgebrochen und durch einen bis 40 m tiefen Einschnitt ersetzt werden. Hierüber und über die umfangreichen damit verbundenen Erdarbeiten sind bereits wiederholt Mitteilungen veröffentlicht worden [1]. Es sei daher hier nur kurz zusammengefaßt, was im Rahmen dieses Berichtes von Interesse ist.

Der Tunnel lag auf der zweigleisigen Strecke Köln—Aachen und wurde täglich von etwa 170 Zügen befahren. Er ist 1837 bis 1839 erbaut worden, hatte also ein Alter von 115 Jahren erreicht und war damit der älteste Tunnel der Deutschen Bundesbahn. Sein Gewölbe bestand aus Feldbrandsteinen in Traß-Kalk-Mörtel, die in drei Ringen übereinander von je einem Stein Dicke ohne durchgehenden Verband gemauert waren. Die Auskleidung hatte im Laufe der Zeit erhebliche Rauchgas- und Witterungsschäden erlitten. Das Profil des Tunnels wies eine für die vorhandene Gebirgsart statisch sehr günstige Form auf (Abb. 1). Beim Vortrieb war erstmals die Kernbauweise

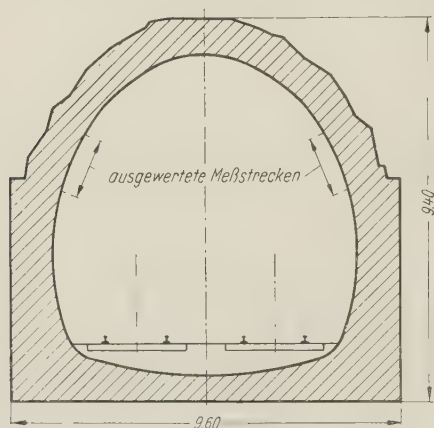


Abb. 1. Querschnitt des Königsdorfer Tunnels.

angewendet worden [2], die dann auch den Namen „Deutsche Bauweise“ erhielt (Abb. 2).

Das durchfahrene Gebirge bestand ausschließlich aus festgelagertem, tertiärem Feinsand mit Korngrößen um 0,2 mm. Über diesen Schichten, die bis etwa 15 m über

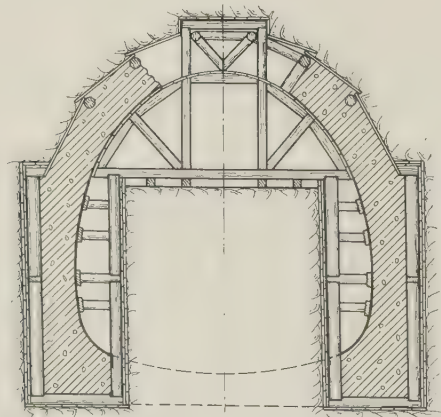


Abb. 2. Die Kernbauweise beim Vortrieb des Königsdorfer Tunnels (nach Rziha).

dem Gewölbe anzutreffen waren, lagen bis nahe zur Erdoberfläche diluviale Kiessandschichten mit wechselnder Kornzusammensetzung. Sie waren mit einer Lehmlage in einer Mächtigkeit von etwa 1–5 m überdeckt, welche einen dürrtigen Wald trug. Die Höhe des Gebirges über dem Gewölberücken stieg von beiden Portalen her nur bis auf etwa 30 m an, war also verhältnismäßig gering

(Abb. 3). Das Grundwasser findet sich erst in größerer Tiefe unter den Gleisen.

Die Aufschlitzung des Tunnels mit Herstellung eines Einschnittes an seiner Stelle und die oben dargelegten Fragen regten nun zu dem Versuch an, beim Abtrag der Erdmassen über dem Tunnelgewölbe den Abbau der Spannungen in diesem durch Messungen zu verfolgen und hierdurch einen Einblick in den tatsächlich bei rolligen Böden dauernd wirksamen Gebirgsdruck zu bekommen. Eine solche Nachprüfung war beim Königsdorfer Tunnel als aussichtsreich anzusehen. Zweifellos hatte auch bei seinem Vortrieb nur ein begrenzter „spannungsloser Körper“ die Einrüstung und später das Mauerwerk belastet. Im Laufe von über hundert Jahren war aber das Deckgebirge dem Durchgang von Sickerwasser aus den Niederschlägen ausgesetzt, das dann im Tunnel in verschiedenen Abschnitten austrat. Gleichzeitig wirkten ständig in kurzer Zeitfolge gewisse Erschütterungen aus dem dichten Zugverkehr auf das Gebirge. So erschien es durchaus möglich, daß sich bei der verhältnismäßig geringen Überdeckung allmählich eine Belastung des Gewölbes aus der gesamten bis zur Geländeoberfläche reichenden Erdlast eingestellt hatte. War das aber hier nicht zu beobachten, so braucht man auch in anderen Fällen mit günstigeren Verhältnissen bei statischen Untersuchungen nicht mit einem so extremen Belastungsfall zu rechnen.

Die übrigen Voraussetzungen für Messungen der geplanten Art waren allerdings keinesfalls ermutigend. Das Mauerwerk der Tunnelauskleidung besaß wohl schon vom Bau her eine sehr ungleichmäßige Beschaffenheit. Diese hatte sich seither noch durch Einflüsse des Gebirgswassers der Rauchgase und des Frostes verschlechtert. Die Ausbildung des Gewölbes in mehreren übereinanderliegenden, konzentrischen Ziegelringen ließ es als möglich erscheinen, daß sich wenigstens teilweise nicht alle diese Ringe voll an der Lastübertragung beteiligten. Dazu kamen die Schwierigkeiten, die sich bei der Durchführung von Messungen in einem Tunnel ergeben, durch den in dichter Folge die Züge laufen und der zeitweise erheblich verqualmt ist. Es war unter diesen Umständen von vornherein klar, daß man bei den Meßergebnissen mit einer starken Streuung rechnen mußte. Immerhin blieb aber zu hoffen, daß die im Gewölbe vorhandenen Spannungen wenigstens der Größenordnung nach erkannt werden würden. Unter diesen Bedingungen wurden dann die Messungen während der Abtragarbeiten in der Zeit vom November 1954 bis Oktober 1955 vom Brückenmeßdezernat des Bundesbahn-Zentralamtes München ausgeführt.

4. Durchführung der Messungen

Angesichts der geschilderten Umstände erschien es erforderlich, Meßergebnisse für möglichst viele Stellen zu erhalten, um damit Zufälligkeiten auszuschneiden und brauchbare Mittelwerte zu bekommen. Auch war es wichtig, den erwarteten Spannungsabbau für verschieden große Überdeckungshöhen zu verfolgen. Vor Beginn der Abtragarbeiten wurden deshalb drei Meßquerschnitte in den Tunnel bestimmt, an denen das Mauerwerk noch gut erhalten erschien. Wie aus Abb. 3 zu ersehen ist, betrugen die Überdeckungen über dem Gewölberücken 20 m für Querschnitt 1 und 30 m für Querschnitt 2 und 3. Innerhalb jedes Querschnittes sollten die Spannungen über das ganze Gewölbe hinweg festgestellt werden.

Es wäre erwünscht gewesen, die Messungen sowohl an den Gewölberücken wie an der Leibung anzusetzen. Die Messung am Rücken erwies sich aber bei den vorliegenden Umständen als nicht mit Erfolg durchführbar, so daß man sich auf Messungen an der Leibung beschränken mußte. Dies war zweifellos ein weiterer Nachteil, der aber die Möglichkeit nicht ausschloß, doch zu einem brauchbaren Ergebnis zu kommen.

Zur Messung der Dehnungen ε an der Leibung infolge Entlastung durch den Erdabtrag dienten Setzdehnungs-

messer von 500 mm Meßlänge. Die Meßbolzen, die in die Leibung eingepist wurden, verliefen in geschlossener Kette von einem Fundament über das Gewölbe zum anderen Fundament.

Um nach der Gleichung $\sigma = \varepsilon \cdot E$ die Spannungen er rechnen zu können, mußte der Elastizitätsmodul des Mauerwerks bestimmt werden. Dies geschah an mehreren Probestücken, die beim Abbruch aus Mauerteilen ausgesägt wurden. Wie erwartet, schwankte der E -Modul sehr stark, und zwar zwischen 38 000 und 83 000 kg/cm². Der Span nungsberechnung wurde dann der E -Modul mit einem Mittelwert von 60 000 kg/cm² zugrunde gelegt. Es war ferner notwendig, bei den gemessenen Dehnungen die Temperaturänderungen im Mauerwerk zu berücksichtigen.

Die dafür ermittelten Spannungswerte zeigt ebenfalls die folgende Gegenüberstellung.

Es wird hier der Abbau der Leibungsspannungen an den Gewölbekämpfern in 4–5 m Höhe über SO be handelt (Abb. 1). In diesen Bereichen sind die Messungen am wenigsten durch Unregelmäßigkeiten in Zustand und Festigkeit des Mauerwerks beeinträchtigt, wie sich ze zeigt hat.

Meßquerschnitt 1

Die Überdeckung über dem Gewölberücken betrug 20 m. Wenn das Gebirge in dieser vollen Höhe auf der Auskleidung ruhte, war auf Grund der Lastannahmen nach Mohr rechnerisch eine Kämpferspannung von 32 kg/cm²

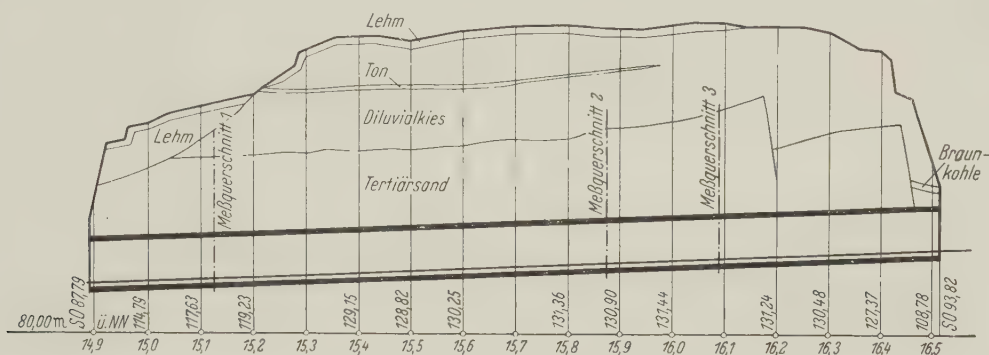


Abb. 3. Längsschnitt durch den Königsdorfer Tunnel.

Hierzu dienten Temperaturmessungen, die in jedem Meß querschnitt an mehreren Stellen vorgenommen wurden. Vom Beginn der Messungen an waren hier in Bohrlöchern Thermoelemente eingepist, die bei der Dehnungsmessung eine gleichzeitige Temperaturbestimmung ermöglichten. Der Wärmeausdehnungskoeffizient ergab sich bei Ver suchen an Probestücken zu $\alpha t = 0,7 \cdot 10^{-5}$.

Die Dehnungsmessungen wurden in jedem Querschnitt bei verschiedenen Baustadien, also verschiedenen Belastungs zuständen ausgeführt. Die Ausgangsmessung, bei der noch kein oder kein nennenswerter Erdabtrag an der Gelände oberfläche stattgefunden hatte, wurde jeweils ein zweites Mal an einem anderen Tag wiederholt. Damit konnten die Meßstrecken, deren Bolzen nicht fest saßen oder bei denen sonstige Unregelmäßigkeiten vorlagen, erkannt werden. Sie befanden sich meist in den oberen Teilen des Gewölbes, wo das Mauerwerk stärker beschädigt war.

5. Meßergebnisse

Vor der Betrachtung der Meßergebnisse selbst ist noch kurz die Frage zu beleuchten, welcher Spannungsabfall denn rechnerisch erwartet werden mußte für den Fall, daß die Last der gesamten Überdeckung auf dem Tunnel gewölbe lag. Schon bei Eintritt der bedrohlichen Mauer werksschäden im Februar 1954 hatte sich das Bedürfnis ergeben, die in diesem Falle auftretenden Spannungen rechnerisch zu ermitteln. Die statische Untersuchung wurde damals nach der Elastizitätstheorie durchgeführt, wobei man das Gewölbe als an den Kämpfern eingespannt be trachtete und der Berechnung eine Gewölbedicke von 80 cm zugrunde legte. Die auf das Gewölbe wirkende Last wurde graphisch nach Mohr ermittelt. Es ergaben sich dann die nachfolgend angegebenen Druckspannungen in der Leibung. Falls sie bei den einzelnen Überlagerungs höhen wirklich vorhanden waren, mußten sie während des Abtrages der Erdmassen über dem Tunnel durch den Spannungsabbau wenigstens in angenäherter Größe beob achtet werden. Weiter ist noch von Interesse, welcher Spannungsabbau dann zu erwarten war, wenn das Ge wölbe die Belastung aufwies, die sich nach Terzaghi [3] für ideale Sande ergibt. Der Fall eines solchen Gebirges war hier zweifellos mit großer Annäherung erfüllt.

zu erwarten. Bei der Messung zeigte sich nun für einen Erdabtrag von der Geländeoberfläche bis 1,50 m über dem Gewölberücken ein Spannungsabbau, der an den einzelnen Meßstrecken etwa zwischen 8 und 13 kg/cm² lag. Bei Be rechnung der Erdlast nach Terzaghi, also für eine Ver spannung des Gebirges über einem spannungslosen Körper, ergibt sich eine Kämpferspannung von etwa 14 kg/cm². Dieser Wert entspricht in Anbetracht der gegebenen Um stände der Größenordnung nach der gemessenen Span nungsminderung.

Meßquerschnitt 2

Hier zeigten sich leider an zahlreichen Meßstrecken schon bei der 1. Wiederholungsmessung vor Beginn des Erdabtrages so bedeutende Unregelmäßigkeiten, daß auf schlechten Sitz der Bolzen geschlossen werden mußte. Das Mauerwerk war hier vermutlich an der Leibung zu stark beschädigt, als daß erfolgreiche Messungen möglich waren. Dieser Meßquerschnitt muß also außer Betracht bleiben.

Meßquerschnitt 3

Der Querschnitt lag im Bereich der größten Über deckung von 30 m über Gewölberücken. Mit einer Bean spruchung des Gewölbes durch das gesamte, bis zur Ge ländeoberfläche reichende Erdgewicht war kaum mehr zu rechnen; sie hätte eine Leibungsspannung am Kämpfer von rd. 40 kg/cm² gebracht. Als der Erdabtrag bis 3,5 m über Gewölberücken fortgeschritten war, zeigte sich ein Spannungsabfall von etwa 4 kg/cm² an den Kämpfern. Um einen Vergleich mit dem Ergebnis bei Meßquer schnitt 1 zu ermöglichen, muß man die Spannungs differenz hinzufügen, die dem weiteren Erdabtrag bis 1,5 m über Gewölberücken entspricht. Da sie rechnerisch 3,5 kg/cm² beträgt, ergibt sich bei Meßquerschnitt 3 ein etwas gerin gerer Spannungsabbau als bei Querschnitt 1. Hinsichtlich der theoretischen Spannungs differenz bei Ausbildung eines „spannungslosen Körpers“ im Gebirge gilt das bei Quer schnitt 1 Gesagte.

Scheitelspannungen

Im Scheitel wurde bei dem vorher angegebenen Stand des Erdabtrages an Stelle einer Abnahme eine geringe

Zunahme der Druckspannungen an der Leibung beobachtet. Sie muß auf ein Überwiegen der Horizontaldrücke auf das Mauerwerk nach Beseitigen der Erdauflast über dem Gewölbe zurückgeführt werden.

Beobachtungen vor dem Abbruch des Tunnels

Die Meßergebnisse werden bestätigt durch die örtlichen Beobachtungen vor dem Abbruch des Tunnels. Bei seiner genauen Überprüfung hatten sich an keiner Stelle, auch nicht an den bereits durch ausgedehnte Ausbrüche geschwächten Flächen, die wohl bekannten Schäden gezeigt, die sonst bei Überbeanspruchung des Mauerwerks durch Gebirgsdruck auftreten. Die Ursachen für die plötzlichen Schäden des Jahres 1954 sind in anderen Zusammenhängen zu suchen [1].

Temperaturmessungen

Bei der vorbeschriebenen Untersuchung hat sich auch die Gelegenheit geboten, das Temperaturgefälle zwischen Leibung und Rücken eines Tunnelgewölbes zu verschiedenen Jahreszeiten zu messen. Die schon genannten Thermolemente waren jeweils im Abstand von 10 cm und 50–60 cm von der Leibung eingepipst. Es zeigte sich, daß an den Meßquerschnitten 1 und 2 im Sommer nur geringe Temperaturunterschiede zwischen Gewölbeleibung und Rücken von etwa 1–2 °C bestanden. Beim Meßquerschnitt 1 dagegen wurden an einzelnen Bohrlöchern im November 1954 und im März 1955 Unterschiede von 6 °C zwischen den beiden Thermolementen festgestellt, z. B. + 2,8 °C am Rücken, + 8,8 °C an der Leibung.

6. Zusammenfassende Betrachtung

Der beobachtete Spannungsabbau an den Kämpferabschnitten zeigt Unterschiede in den Messungsergebnissen,

die auf die eingangs geschilderten ungünstigen Umstände zurückzuführen sind. Diese Unterschiede sind aber als nicht wesentlich anzusehen, da durchwegs ein Spannungsabfall gemessen wurde, der weit geringer war als der, der sich bei Beanspruchung des Gewölbes durch die volle Erdüberdeckung hätte einstellen müssen. Es hat sich jedenfalls ein deutliches und auch einheitliches Bild von der Größenordnung der Spannungen ergeben, die im Tunnelgewölbe vor dem Abbruch bestanden hatten. Dieses Bild besagt, daß in dem vorhandenen Sandgebirge bei Überdeckungen von 20 und 30 m über dem Gewölberücken die Auskleidung nur von einem Gebirgsdruck beansprucht war, der dem Gewicht eines „spannungslosen Körpers“ von etwa 6–8 m Höhe entsprach. Die Nachgiebigkeit der Holzeinrüstung bei der Herstellung des Tunnels hatte also genügt, um eine gewölbeartige Verspannung des Gebirges über dem Auflockerungsbereich zu bewirken. Diese Verspannung ist trotz ungünstiger Umstände über hundert Jahre lang erhalten geblieben.

Mit diesen Erscheinungen darf man daher bei sachgemäßer Ausbrucharbeit wohl stets in festgelagertem, rolligem Gebirge rechnen, sofern der Grundwasserspiegel tiefer als das unterirdische Bauwerk liegt und ein gewisses Verhältnis von Überdeckung zu Tunnelbreite nicht unterschritten wird. Dieses betrug im vorliegenden Falle 2 : 1 und 3 : 1.

Literatur

1. Ausführliche Darstellung in der Denkschrift „Königsdorfer Tunnel“, 1955.
2. Nach F. Rziha: Lehrbuch der Tunnelbaukunst, Band II, Berlin 1872.
3. Terzaghi/Jelinek: Theoretische Bodenmechanik, und Loos und Breth: Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes, Der Bauingenieur 24 (1949) S. 129.

Wasserkraftanlage Ikizdere (Türkei)

Von Dozent Dipl.-Ing. Kazim Çeçen, Istanbul

DK 627.83/88 (496)

1. Allgemeines

Seit Kriegsende sind in der Türkei Planung und Bau von Wasserkraftanlagen sehr vorangetrieben worden. Neben großen Speicherwerken (4 Talsperren haben einen Nutzinhalt von mehr als 1 Milliarde m³) sind auch eine ganze Reihe kleiner und mittlerer Anlagen ausgeführt worden. Das bedeutendste und wasserbaulich interessanteste dieser Hochdruckwerke mittlerer Größe ist die Wasserkraftanlage Ikizdere in der Nordost-Türkei. Der Bau dieser Anlage, die von der staatlichen Iller-Bankasi finanziert wird und deren ganzer Entwurf vom Verfasser dieses Aufsatzes vollständig bearbeitet wurde, hat vor etwa einem Jahr begonnen.

Das bis zu 3000 m hohe Pontische Gebirge, an dessen Nordabhang die Quellarme Çamlık und Cimil entspringen, besteht aus Granit, dessen obere Schicht größtenteils verwittert ist. Die Täler des Ikizdere und seiner Quellflüsse sind sehr schmal und tief eingeschnitten. Die Seitenhänge sind teilweise mit Bäumen, in höheren Regionen mit Büschen bewachsen. Die Lauflänge von der höchsten Wasserentnahmestelle bis zum Schwarzen Meer beträgt rund 40 km, die Fallhöhe 615 m. Das Einzugsgebiet des Kraftwerkes Ikizdere ist 1070 km² groß und liegt in einem der niederschlagsreichsten Gebiete der Türkei (im Mittel 2500 mm im Jahr). Die Entnahmewassermengen aus dem Çamlık (8 m³/s) und dem Cimil (4 m³/s) werden an 163 Tagen im Jahr überschritten.

Langjährige Geschiebemessungen liegen nicht vor. Die Flußsohle der Quellbäche (mittleres Gefälle 4,3 ‰) ist abgepflastert mit Steinen von mehr als 50 cm Durchmesser, teilweise sogar bis zu einem Inhalt von 1 m³. An man-

chen Stellen tritt der ausgewaschene Felsen heraus. Es ist das typische Bild eines Flusses in latenter Erosion. Besonders bei Hochwasser, wenn die zahlreichen natürlichen Kaskaden das Gefälle nicht mehr brechen, sondern glatt überströmt werden, ist die Schleppkraft sehr erheblich. Bei HHQ = 600 m³/s hat der schießende Abfluß eine Geschwindigkeit von fast 10 m/s. Das vorhandene Getriebe-transportvermögen von rund 700 000 m³/Jahr wird nur zu einem geringen Teil ausgenutzt. Der Fluß war mit seiner überschüssigen Schleppkraft in der Lage, das gesamte grobe Stollenausbruchmaterial, das in das Flußbett abgekippt wurde, innerhalb kurzer Zeit abzuspielen.

Die Wasserkraftanlage Ikizdere ist das erste Werk einer Kette von Anlagen, mit der das gesamte Gefälle des Flußlaufes ausgenutzt werden soll. Mit seiner Leistung von etwa 16 500 kW dient es zur Energieversorgung des umliegenden Gebietes. Abb. 1 gibt einen Überblick über die Anlage. Die aus dem Çamlık entnommenen 8 m³/s werden zunächst durch einen 766 m langen Stollen zum Cimil übergeleitet und dann zusammen mit den hier ge-



Abb. 1. Übersichtslageplan der Wasserkraftanlage Ikizdere.



Leute

vom Bau

sprechen

über

STYROPOR

Im „Haus der Technik“ in Essen tagten die Baufachleute. Man sprach über das Thema „Werkstoffe im Häuserbau“ und wies dabei auf die vielen Möglichkeiten hin, die sich durch Verwendung von neuen Schaumkunststoffen in der Bautechnik ergeben. In einem Lichtbildervortrag wurde die Verarbeitung von Schaumstoffplatten aus dem Rohstoff ©Styropor der BASF gezeigt.

Dieser thermoplastische Schaumkunststoff hat auf Grund seiner besonderen Eigenschaften und seiner Verwendbarkeit in vielen Bereichen des Bauwesens großes Interesse gefunden. Styropor zeichnet sich durch eine außergewöhnliche Isolierwirkung aus. Die Wärmeleitfähigkeit steht mit 0,027 kcal/mh bei 20°C den besten Dämmstoffen nicht nach. Überraschend ist das federleichte Gewicht von Styropor. Ein Kubikmeter Material wiegt je nach Grad der Aufschäumung 15—20 kg. Hinzu kommen geringe Wasseraufnahme, Unempfindlichkeit gegen Feuchtigkeit, hoher Wasserdampfdiffusionswiderstand und gute mechanische Eigenschaften.

Man verwendet Styropor als Trittschalldämmplatten, zur Isolierung von Flachdächern, Unterkellerungen, Zwischen- und Außenwänden, Heizkörpernischen und Schornsteinen, als verlorene Schalung im Betonbau, zum Ausfüllen von Hohlräumen, als Rohrisolierung und anderes.

Immer mehr Architekten, Unternehmer und Bauherren erkennen die Vorteile von Styropor und nutzen sie.

BASF

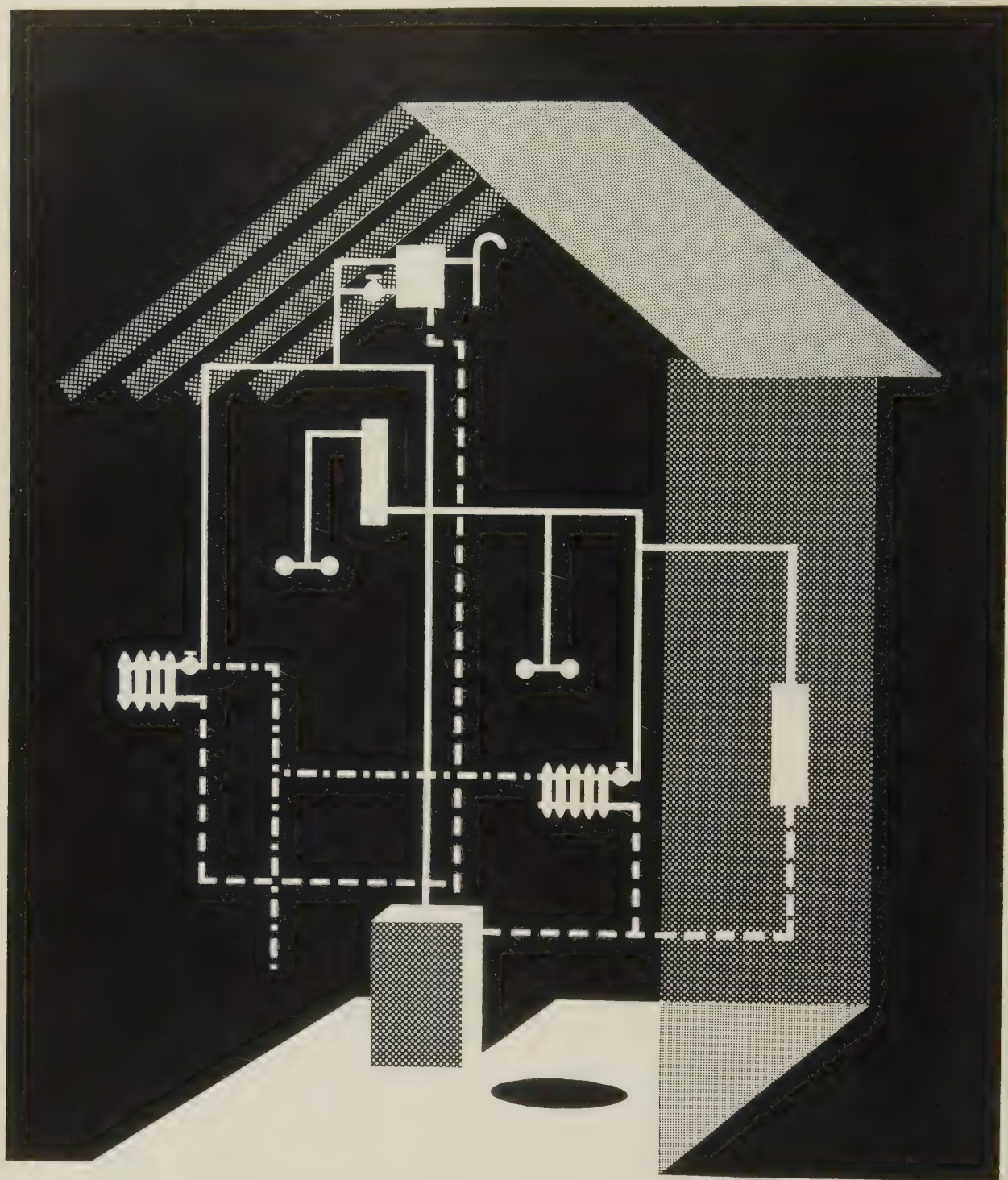
Gutschein für kostenlose Zusendung der Broschüren:

„Über die Verwendung des neuartigen Dämmstoffes Styropor im Bauwesen“
und „Über praktische Erfahrungen mit Styropor“ von Dr. Ing. Fritz Stastny

Name Anschrift.....

Werbeabteilung 17

Badische Anilin- & Soda-Fabrik A.G.
L U D W I G S H A F E N A . R H E I N



Für moderne Bauten moderne Heizanlagen

wirtschaftlich im Brennstoffverbrauch und bequem in der Bedienung.

Besuchen Sie unseren Stand auf der INTERBAU-Industrieausstellung in Berlin, am Funkturm, Halle 12!

In allen Fragen der Wärmeversorgung stehen Ihnen außerdem jederzeit die Fachingenieure unserer Beratungsstellen in vielen Städten des Bundesgebietes und in Berlin als neutrale Berater unentgeltlich zur Verfügung.

RUHRKOHLEN-BERATUNG GMBH. • ESSEN

RUHRKOHLE

faßten 4 m³/s durch einen 3274 m langen Stollen zum Vorhof. Zwischengeschaltet sind hinter beiden Entnahmen Sandfänge und Entlastungsanlagen. Die geodätische Fallhöhe 162,49 m zwischen dem Vorhof und den drei Francis-turbinen wird durch eine Druckrohrleitung von 2 m Durchmesser überwunden. Die Wehrkrone im Çamlık liegt auf 615,50 m + NN, die Wehrkrone im Cimil auf 610,00 m + NN. Der Wasserspiegel im Vorhof hat die Höhe 602,99 m + NN und der UW-Stand liegt auf 440,50 m + NN.

2. Grundsätzliches über die Wasserfassung

Da die Energieversorgung des gesamten umliegenden Gebietes vom störungsfreien Arbeiten des Werkes abhängig ist, war eine sichere Wasserentnahme bei allen Wasserführungen gefordert worden. Die Entnahme aus einem großen Stauraum hinter einem festen Sperrbauwerk kam nicht in Betracht, da die Verlandung einer solchen Sperre nur eine Frage der Zeit ist. Auf die Schaffung eines Stauraumes mit Hilfe eines hohen Schützenwehres, das eine Spülung ermöglicht hätte, wurde aus wirtschaftlichen Gründen verzichtet. Als Stauanlage wurde schließlich ein robustes, gegen Störungen unempfindliches, festes Wehr vorgesehen. Die Wasserentnahme soll durch das Wehr nach unten bzw. in der Kiesschleuse unmittelbar aus dem Wasserstrom erfolgen. Modellversuche, die im Wasserbaulaboratorium der Technischen Universität ausgeführt wurden, erwiesen dieses Entnahmesystem als geeignet für die vorliegenden Geschiebe- und Abflußverhältnisse.

Da bei der gewählten Form der Wasserentnahme die Form des Flußlaufes (Gerade oder Krümmung) keinerlei Einfluß besitzt, konnten die Fassungsstellen im Cimil und im Çamlık nach örtlichen Gesichtspunkten ausgewählt werden. Das Wehr im Cimil wurde auf einen 7 m hohen Wasserfall gesetzt, so daß ein großes Spülgefälle zur Verfügung steht. Im engen Tal des Çamlık wurde eine Talverbreiterung ausgenutzt, in der die Absetzbecken (Sandfänge) gut untergebracht werden können. Der Höhenunterschied zwischen beiden Entnahmen entspricht etwa gerade den Reibungsverlusten im Überleitungsstollen (Abb. 2 und 3).

Im Laboratorium wurde unter ähnlichen Verhältnissen auch eine seitliche Entnahme untersucht, bei der die Schützen durch einen Kiesgang freigespült werden können. Diese allgemein verwendete Art der Wasserfassung erwies sich jedoch unter den gegebenen Verhältnissen (große Strömungsgeschwindigkeiten, starker Geschiebebetrieb) als ungeeignet, da immer wieder Betriebsunterbrechungen zur Freispülung der verlandeten Schützen erforderlich werden. Gerade das war aber bei der Abhängigkeit der umliegenden Orte vom Betrieb dieses einen Werkes zu vermeiden. Bei Anordnung der Entnahme am Außenufer einer scharfen Krümmung können zwar die Betriebsunterbrechungen vermieden werden, jedoch ist der Wasserverlust, der durch die Abspülung des Geschiebes über das Wehr entsteht, zu groß (20 % der Jahresleistung gehen verloren).

3. System der Wasserentnahme

Da ein kontinuierliches und störungsfreies Arbeiten des Kraftwerkes zu gewährleisten war, wurden zwei voneinander unabhängige Entnahmeeinrichtungen gebaut. Diese doppelte Entnahme konnte gegenüber den Behörden mit dem Nachweis durchgesetzt werden, daß die Kosten nur unwesentlich von denen einer einfachen seitlichen Entnahme der üblichen Bauart abweichen.

a) Entnahme durch das Wehr

Der Wehrkörper ist hohl und nach oben durch einen unter 15° flußabwärts geneigten Rechen abgeschlossen (Abb. 4). Der anschließende Wehrrücken hat eine Neigung von 30°. Das durch den Rechen entnommene Wasser fällt zunächst in den Hohlraum des Wehrkörpers, dessen starkes Sohlengefälle ein Liegenbleiben von Geschiebe bei Spülungen mit Sicherheit ausschließt. Nach Durchströmen des Dükers unter der Kiesschleuse und eines tiefergelegenen Kiesfangs gelangt das Wasser dann in den zu den Sandfängen führenden Kanal. Vom tiefsten Punkt des Kiessammlers führt ein Spülkanal von 1,5 × 1,5 m² Querschnitt und 5 ‰ Gefälle zum Fluß zurück.

Der Querschnitt des Rechens muß so gestaltet sein, daß auch bei starkem Geschiebetrieb Beschädigungen nicht entstehen können, daß Wasserverluste durch Überfließen des Rechens ausgeschlossen sind und daß sich möglichst

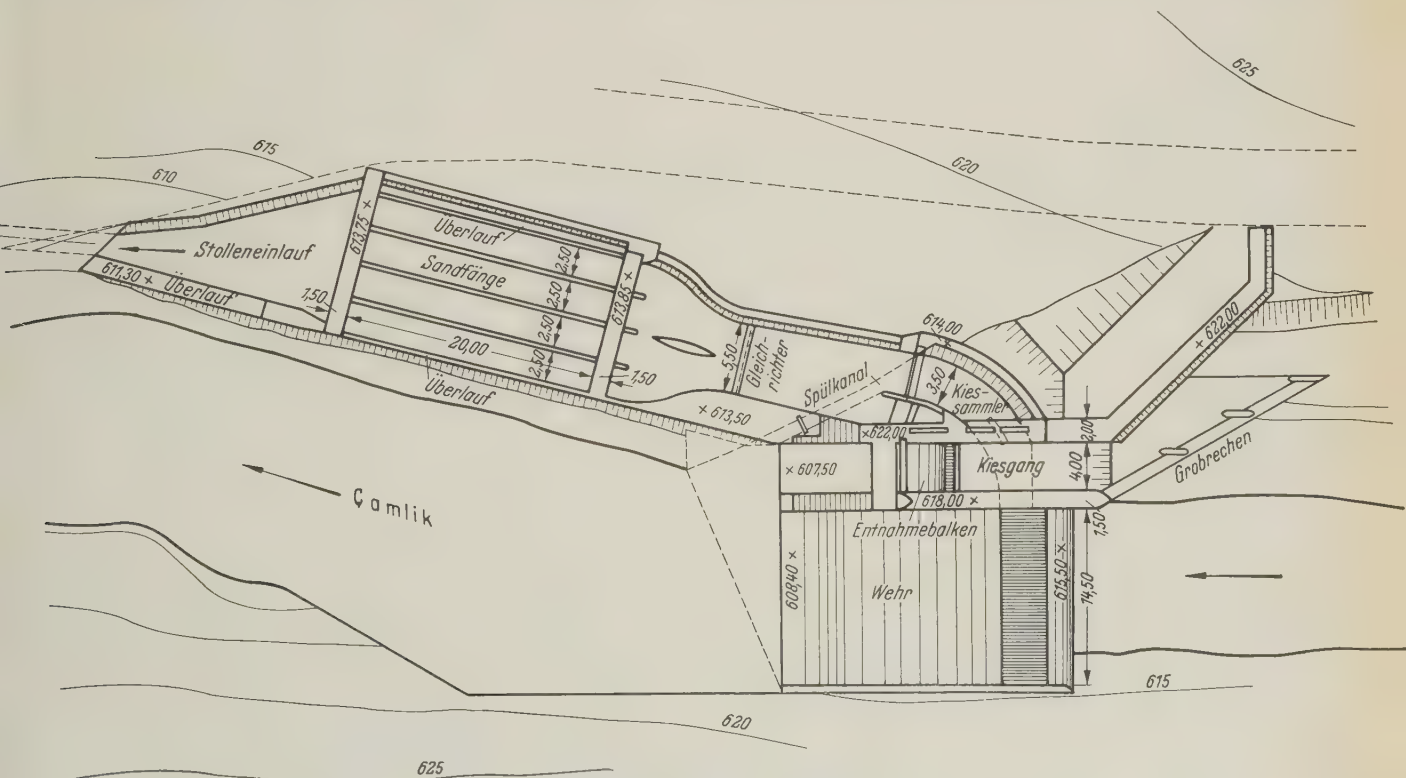


Abb. 2. Wasserfassung im Çamlık.

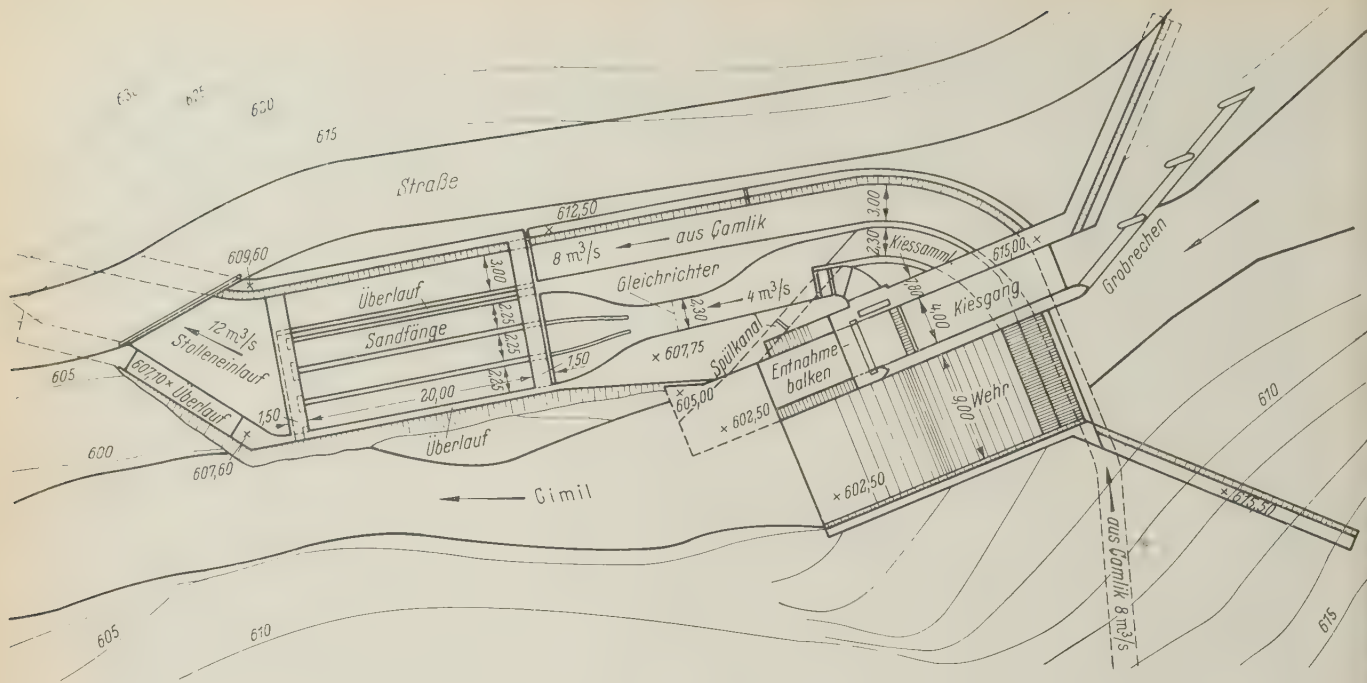


Abb. 3. Wasserfassung im Cimil.

wenig Geschiebeteile zwischen den Rechenstäben festklemmen. Die für lotrecht stehende Rechen verwendeten Stabformen sind für die Verhältnisse bei Grundrechen nicht geeignet. Bei französischen Anlagen in den Savoyer Alpen wurden vielfach umgekehrte Eisenbahnschienen verwendet. Sie sind zwar sehr widerstandsfähig gegenüber Belastungen, ergeben jedoch Verluste, da auf dem flachen Fuß der Schienen ein Teil des Wassers über den Rechen hinwegschießt.

Aus den Modellversuchen ergab sich als Ausführungsvorschlag der auf Abb. 4 skizzierte Stabquerschnitt. Er besitzt eine sehr große Widerstandsfähigkeit (berechnet auf 1 m Geschiebeüberdeckung und eine Einzellast von 1,5 t in Stabmitte), Wasserverluste können wegen der Ab-

mit weniger als 3 cm Durchmesser passieren den Rechen mit dem Wasser, gröbere Teile werden zurückgehalten. Je m^3/s Entnahmewassermenge wurden 8 m^2 Rechenfläche vorgesehen. Wie die Versuche gezeigt haben, reicht diese Fläche mit Sicherheit aus, um auch bei starker Versetzung die Ausbauwassermenge entnehmen zu können.

Wenn bei Geschiebetrieb das gesamte zuströmende Wasser entnommen wird, bleiben die Geschiebekörner mit mehr als 3 cm Durchmesser auf dem Rechen liegen. Eine völlige Blockierung des Rechens kann nicht eintreten, da bei zu starken Ablagerungen das Wasser zurückgestaut wird und so genügend Lageenergie gewinnt, das abgelagerte Material abzuspielen. Wenn die zufließende Was-

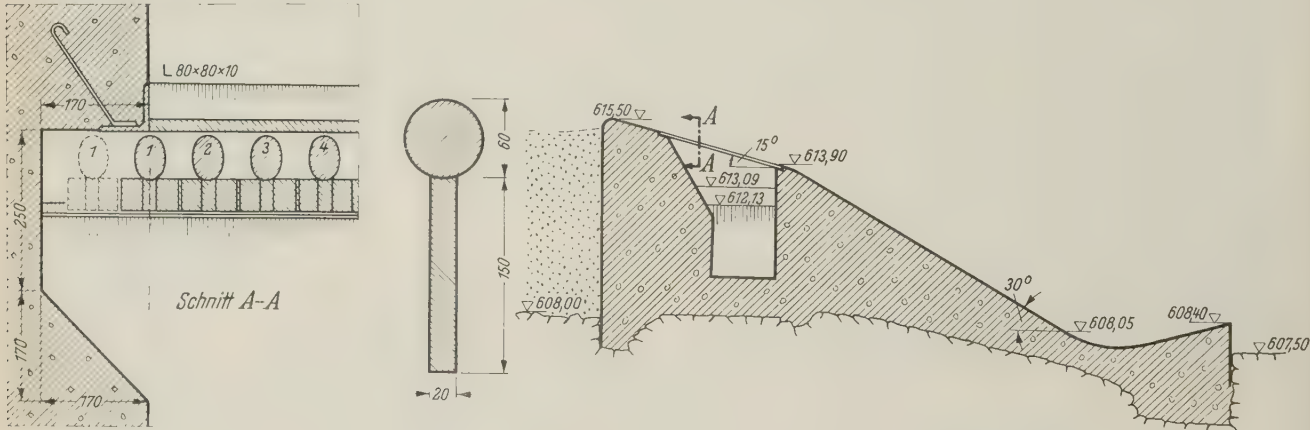


Abb. 4. Einzelheiten der Wasserfassung im Çamlık.

rundung der Oberseite nicht auftreten und Geschiebekörner können sich nur im engsten Querschnitt zwischen den Zylinderköpfen verklemmen. Diese Form kann sehr einfach durch Verschweißen von handelsüblichen Kreis- und Rechteckprofilen hergestellt werden. Bei Rechenverstopfungen kann jeder einzelne Rechenstab von Hand um eine Stabbreite seitlich verschoben werden, so daß verklemmte Geschiebekörner nach unten durchfallen.

Das Verhältnis von lichter Durchflußbreite und größtem Stabdurchmesser wurde 1 : 2 gewählt. Geschiebeteile

sermenge größer als die Entnahmewassermenge ist, genügt das Überschußwasser, um den Rechen freizuhalten.

Die Geschiebekörner, die den Rechen passieren, werden in dem Kiessammler zurückgehalten, der von Zeit zu Zeit gespült werden muß.

b) Wasserentnahme im Kiesgang

Zusätzlich zu der Wasserentnahme durch das Wehr ist in der Kiesschleuse ein im Wasserstrom stehender Entnahmebalken mit einer Rechenfläche von 8 m^2 angeordnet

^{a)} Bestandsentwicklung der wichtigsten Geräte, ausgenommen Lokomotiven und Gleismaterial.

Tab. 2 Bestandszahlen der wichtigsten Baumaschinen und Geräte im Bauhauptgewerbe

	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956
Bagger	2 200	2 800	3 200	3 800	4 400	5 700	7 500
Lastkraftwagen	11 600	13 700	16 400	19 900	21 200	24 400	28 200
Schlepper	2 000	2 200	2 400	2 700	2 500	2 700	2 900
Planierdrauen	—	—	—	—	2 096	3 011	4 374
Schürfwagen	—	—	—	—	169	259	389
Lokomotiven	6 000	6 200	6 100	6 000	5 500	5 200	4 900
Muldenkipper	112 900	115 600	112 200	109 900	102 000	95 100	86 000
Betonmischer	42 700	50 600	58 300	66 300	73 400	83 200	92 900
Baukrane	600	800	1 300	2 000	3 200	4 400	5 600
Bauaufzüge	21 400	25 100	28 400	31 500	34 100	38 400	42 200
Förderbänder	5 300	6 500	8 100	10 500	12 200	14 200	15 900
Straßenwalzen	2 900	3 400	3 800	4 200	4 700	5 500	6 300
Kompressoren	6 200	6 900	7 700	8 600	9 500	10 900	12 700
Pumpen	16 900	19 400	20 100	21 800	21 900	23 600	25 700
Rammen	4 500	5 000	5 500	6 100	6 800	7 600	8 500
Stahlschalungen m ²	219 800	301 200	433 900	479 900	498 300	593 700	687 000
Stahlrohrrüstungen t	1 400	1 400	1 700	2 100	2 600	4 600	7 100

gestellt ist, den Bestand im Bauhauptgewerbe von 1950 bis 1956 auf etwa 230 % anwachsen lassen¹. Im gleichen Zeitraum hat der Umsatz im Bauhauptgewerbe eine Steigerung auf etwa 253 % erfahren. Beim Betrachten dieser Zahlen ist zu berücksichtigen, daß die Umsätze eine Baupreiserhöhung von etwa 31 % enthalten; der Erzeugerpreisindex für Baumaschinen ist in den sieben Jahren um 37 % gestiegen. Daneben darf aber auch nicht unberücksichtigt bleiben, daß sich das Konstruktionsgewicht vieler Geräte durch den Übergang zur leichten Bauweise laufend verringert hat. Die Bestände nicht benutzter alter Geräte des schienengebundenen Erdbaubetriebes sind in den Zahlen der Tab. 1 nicht enthalten.

Ein Bild der fortschreitenden Mechanisierung der Baustellenarbeit gibt eine Gegenüberstellung der eingesetzten Geräte und der aufgewendeten Löhne. Für diesen Mechanisierungsgrad der Bauarbeiten als Verhältnis des Wertes der eingesetzten Geräte zu der aufgewendeten Lohnsumme gab der Vorsitzende des Geräteausschusses des Hauptverbandes der deutschen Bauindustrie, Oberingenieur Deck, auf einer Veranstaltung des Deutschen Bauzentrums zur Eröffnung der diesjährigen Industrie-Messe in Hannover für die Zeitspanne von 1950 bis 1956 ein Ansteigen um 80 % an. Zur Vermeidung von Fehlschlüssen ist als Bezugsbasis das Preis-Lohn-Gefüge von 1950 beibehalten worden.

Als weiteres Zeugnis für den Fortschritt in der maschinellen Ausrüstung wird in den USA häufig der Wert des Geräteparkes einer Baustelle der Bausumme des Objekts gegenübergestellt. Das hohe Lohnniveau in Amerika zwingt auf Groß-Erdbaustellen zu Geräteinvestitionen von

90 % der Auftragssumme, während im Ingenieurbau i. M. etwa 60 % der Bausumme im Gerätepark angelegt sind. Bei rationellem Betrieb wird für die allerdings meist wesentlich kleineren Erdlose in Deutschland der amerikanische Prozentsatz heute schon oft erreicht. Im Ingenieurbau begnügen wir uns dagegen meist noch mit einem Aufwand von 40 bis höchstens 50 % der Bausumme für die vorgehaltenen Geräte.

Die Totalerhebungen, die jährlich am 31. Juli bei der deutschen Bauindustrie und beim Baugewerbe angestellt werden, wiesen in den letzten Jahren die in Tab. 2 zusammengetragenen Bestandszahlen aus. Neben dem Übergang vom Gleisbetrieb zu den gleislosen Geräten im Erdbau tritt vor allem das steile Ansteigen bei den Zahlen der Baukrane, der Bauaufzüge und der Betonmischer hervor, die ein Bild von der zunehmenden Mechanisierung auch der Hochbaustelle vermitteln.

Die Industrie-Messe in Hannover zeigte deutlich, daß sich das Interesse an Neuentwicklungen bei Herstellern und Verbrauchern weiterhin auf einige

Haupt-Gerätegruppen konzentriert. Für den gleislosen Erdbau bieten sich immer größere Einheiten an. Deutsche Hersteller sind jetzt auch zu Großraum-Erdtransportwagen bis 17,5 m³ Muldeninhalt übergegangen, und zu den schweren amerikanischen Planierdrauen mit 203- und 326-PS-Motorleistung trat ein neuer 200-PS-Raupenschlepper von Kaelble in Wettbewerb.

Im Hoch- und Ingenieurbau richteten sich neu entwickelte Abmeß- und Mischanlagen auf die zielsichere Aufbereitung eines Betons ein, der die geforderten Güteeigenschaften besitzt und dessen Kornverteilung und Festigkeit in den vorgeschriebenen Grenzen liegen. Mit erheblichen Fortschritten traten insbesondere auch Anlagen für mittlere und kleine Betonleistungen hervor, die durch automatische Steuerung einen rationellen Betrieb auf der Baustelle versprechen.

Als dritter Schwerpunkt können die immer zahlreicher werdenden Bauarten von Ladern herausgestellt werden, die beim Beschieben von Aufbereitungsanlagen die Handarbeit weitgehend ausschalten helfen. Die stürmische Entwicklung, die die Baukrane in den letzten Jahren in den Vordergrund der Nachfrage gerückt hat, scheint einen vorläufigen Abschluß gefunden zu haben. Mit den angebotenen fahrbaren Geräten und mit den für den Hochhausbau entwickelten Kletterkränen lassen sich Gebäude jeder Bauhöhe bestreichen.

Der Wert des Gerätebestandes in der deutschen Bauindustrie und im Baugewerbe liegt heute bei etwa 4 Mrd. DM. Zur Ergänzung und Instandhaltung dieses Parks dürften bei einem normalen Beschäftigungsgrad etwa jährlich 10 % aufzuwenden sein. Nach Deckung des Nachholbedarfes wird sich die Baumaschinenindustrie auf dem Inlandsmarkt etwa auf einen jährlichen Absatz von 400 Mio DM einstellen können. Eine Gewähr dafür, daß der Exportanteil mit etwa 40 % der Gesamt-Baumaschinenproduktion auch in diesem Jahr gehalten werden kann, er-

¹ Die Zahlen der Tab. 1 und 2 wurden der vom Statistischen Bundesamt herausgegebenen Schriftenreihe „Das Baugewerbe in der Bundesrepublik Deutschland“ entnommen; Verlag Kohlhammer, Stuttgart.

brachten die Verkaufsabschlüsse in Hannover und das weiter ansteigende Interesse des europäischen Auslandes und der überseeischen Länder am Besuch der Messe.

Großgeräte für den Erdbau

Die großen Planiertrauben mit Motorleistungen über 200 PS werden heute allgemein mit einem Drehmomentwandler ausgerüstet. Über den Wandler paßt sich bei annähernd gleichbleibender Motordrehzahl die Arbeitsgeschwindigkeit stufenlos dem Kraftbedarf für die Vorwärtsbewegung an. Die Zugkraft am Haken ist abhängig von der augenblicklichen Motorleistung und der Fahrgeschwindigkeit, wobei allerdings der Wirkungsgrad des Wandlers berücksichtigt werden muß. Die auf der Messe vertretenen amerikanischen Geräte dieser Größenordnung zeigte Caterpillar mit 326 PS und die International Harvester Company mit 203 PS. Die große Caterpillar-Raupe mit der Typenbezeichnung D9 hat ein Gewicht von 31 t, die Breite des Schwenkschildes liegt bei 4,60 m, die Geschwindigkeitsbereiche werden mit 2,7 und 11,2 km/h begrenzt. Die Type TD-24 C von International mit 203-PS-Motorleistung besitzt, ebenso wie die neue 200-PS-Raupe von Kaelble, einen dreistufigen Drehmomentwandler; die Zugkraft erreicht in der kleinen Übersetzung bei einer Geschwindigkeit von 0,9 km/h eine Spitze von 30 t. Durch die dreifache Abstufung des Wandlers läßt sich ein günstiger Wirkungsgrad über einen größeren Drehzahlbereich erzielen. Eine besonders hohe Manövrierfähigkeit erhält der schwere International-Schlepper durch getrennte Steuerung der Laufketten über ein Planetenlenkgetriebe. Bremsverluste treten in der Kurve nicht auf, da beim Abbremsen einer Laufkette die gesamte Antriebskraft auf die andere Kette übertragen wird. Betriebstechnisch bieten die hydraulisch regulierte Kettenspannung und die vereinfachte Wartung der Laufrollen besondere Vorteile. Sie brauchen nur in Abständen von 500 Betriebsstunden geschmiert zu werden.

Kaelble greift bei dem 200-PS-Raupenschlepper auf eine Einscheiben-Kniehebel-Kupplung in Verbindung mit einem hydrodynamischen Wandler der Twin Disk Clutch Company mit einem Pumpenrad, zwei Leitschaukelkränzen und drei Turbinenschaukelkränzen zurück. Die Hauptkupplung



Abb. 1. 200-PS-Raupenschlepper mit Querschild.
Schildbreite 3,00 m, Gewicht 20,2 t.
Karl Kaelble GmbH., Backnang.

und der Wandler zwischen dem Motor und dem Vorwähl-schaltgetriebe sind in einem gemeinsamen Gehäuse untergebracht. Als Wandler-Flüssigkeit wird der Dieselmotorkraftstoff herangezogen; das im Drehmomentwandler erwärmte Dieselöl fließt über eine besondere Kühlerzelle wieder zum Treibstoff-Tank zurück.

Mit dem Schaltgetriebe können unabhängig voneinander drei Vorwärts- und zwei Rückwärtsgänge vorgewählt werden.

Der Wechsel der Fahrtrichtung und der Übergang in die vorgewählte Geschwindigkeitsstufe läßt sich dann durch einen kleinen Schalthebel über zwei hydraulisch betätigte

Lamellen-Wendekupplungen einleiten. Die Höchstgeschwindigkeiten liegen vorwärts bei 10,3 km/h und rückwärts bei 8,5 km/h. Die Zugkraft am Haken erreicht im ersten Gang bei 1 km/h Geschwindigkeit und bei maximaler Motorleistung 28 t.

Zum Erleichtern der Lenkung ist eine hydraulische Lenkhilfe vorgesehen. Die Bewegungen des 3,00 m breiten Querschildes oder des 4,00 m breiten Schwenkschildes werden hydraulisch ausgeführt. Den Antrieb übernimmt in der mit 20 atü betriebenen Hydraulikanlage eine Zahnradpumpe mit 400 l/min Leistung. Eine zweite Zahnradpumpe mit 20 l/min Umlaufleistung bedient den Kreislauf der Lenkhydraulik. Zur Vervollständigung der Arbeitsausrüstung trägt eine an der Zapfwelle angeschlossene Eintrommel- oder Doppeltrommelseilwinde bei.

Die bisher bei den deutschen Erdtransportwagen üblichen Ausmaße werden von zwei neu entwickelten Hinterkippern für Großerdbewegungen überboten. Die Faun-Werke, Nürnberg, zeigten in Hannover einen 250-PS-Wagen mit 11 bis 12 m³ Fassungsvermögen und

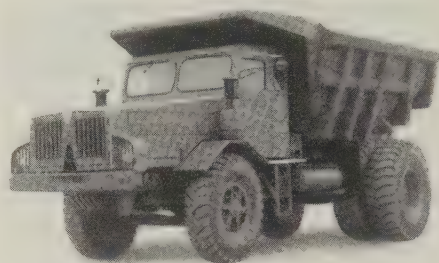


Abb. 2. Erdtransportwagen mit 11-m³-Mulde.
Motorleistung 250 PS mit Aufladung 300 PS, Leergewicht 16 t,
Nutzlast 20 t.
Faun-Werke, Nürnberg.

Kaelble einen 15- bis 17,5-m³-Muldenkipper. Es leuchtet ein, daß Fahrzeuge dieser Größenordnung mit Achslasten bis 28 t und einem Gesamtgewicht bis 51 t erhebliche Anforderungen an die Unterhaltung der Baustellenstraßen stellen. Die auf amerikanischen Baustellen gesammelten Erfahrungen mit schweren Erdbaugeräten können wegen der unterschiedlichen klimatischen Verhältnisse nicht ohne weiteres auf den deutschen Baubetrieb übertragen werden. Die lange, dürre Hitzeperiode des amerikanischen Sommers bietet dem Förderbetrieb mit schwersten Fahrzeugen günstige Betriebsbedingungen und schafft auch die besten Voraussetzungen für einen wenig behinderten Einsatz von Schürfwagen. Das mitteleuropäische Klima läßt einen ungestörten Schürfwagenbetrieb meist nur in wenigen trockenen Sommermonaten zu, während dem Bagger hier eine lange Arbeitssaison zur Verfügung steht, wenn die Förderstraßen der Beanspruchung durch die Fahrzeuge gewachsen sind und einen zügigen Transport zur Kippe ermöglichen.

Über ein 5-Ganggetriebe mit angeflanschem 2-Gang-Verteilergetriebe können bei dem dreiachsigen Kaelble-Wagen 10 Geschwindigkeitsstufen im Bereich von 0 bis 45 km/h gewählt werden. Alle drei Achsen des Fahrzeugs sind angetrieben; mit 21 t Eigengewicht kann der Wagen im Baustellenbetrieb 30 t Nutzlast aufnehmen. Die Leistung des 8-Zylinder-Motors wird durch Aufladung auf 300 PS gesteigert. Zur Erleichterung der Bedienung in unebenem Gelände ist eine hydraulische Hilfslenkung eingebaut. Mit dem unsymmetrisch angeordneten Führerhaus wurde der Sitz des Fahrers so weit nach links gerückt, daß der Fahrer beim Rückwärtsfahren an der Kippmulde vorbeisehen kann. Für den Antrieb des 20-t-Faun-Wagens ist ein luftgekühlter 12-Zylinder-V-Motor vorgesehen (Abb. 2). Bei der Hinterachse des Fahrzeugs fällt als Neuentwicklung die Trennung von Trag- und Antriebsachse auf. Diese

Unterteilung ermöglicht es, in der Baustellenwerkstatt das Differential auszubauen, ohne daß die Räder abgenommen werden müssen.

Ein Beispiel für Baggerbetrieb mit kontinuierlicher Arbeitsweise gibt die Orenstein-Koppel & Lübecker Maschinenbau AG. mit einem neuen Schaufelradbagger, der in seinen Abmessungen und Leistungen auf den Baubetrieb zugeschnitten ist und der in seinem Aufbau den größeren Schaufelradbaggern des Braunkohlen-Tagebaues ähnelt. Mit dem 17 m langen und um 105° schwenkbaren Verladeband kann das gebaggerte Gut auf Bandstraßen, in Trans-

Abwurfband übergeben. Beim Auftreten von Grabwiderständen sichert eine Rutschkupplung im Schaufelradantrieb gegen Bruchgefahr. Der Arbeitsbereich an der Baggerwand reicht von 6,30 m über bis 0,35 m unter Planum bei einer Ausladung des Schaufelradauslegers von 7,40 m.

Zum Ausgleich der Massen bei den großen Auslegerlängen sind erhebliche Gegengewichte am Baggeroberteil und für das Austragband erforderlich, die das Konstruktionsgewicht von 40 t um 16 t erhöhen. Trotz seiner großen Abmessungen kann der Bagger auf Steigungen bis zu 5 % arbeiten und beim Stellungswechsel auch 10 %ige Steigungen überwinden; der spezifische Bodendruck liegt bei etwa 0,78 kg/cm².

Zehn Einzelmotoren, die über ein Schleppkabel aus dem öffentlichen Netz oder durch einen dieselelektrischen Antriebssatz gespeist werden, übernehmen den Antrieb aller Arbeitsbewegungen. Den Erfordernissen des Baubetriebes entspricht die Versandmöglichkeit des Gerätes in wenigen großen Teilen, deren Abmessungen so gehalten sind, daß sie sich auf der Bahn oder mit Lastkraftwagen befördern und auch mit ungeschultem Baustellenpersonal auf- und abbauen lassen.

Betonaufbereitung

Als Lizenzbau nahm die Ibag die Fabrikation eines Tellerzwangsmischers mit ringförmigem Mischraum nach dem schwedischen System Fejmert auf. Der Mittelraum des Mischtrogs bleibt bei dieser Bauart frei, so daß das Mischgut nur im Bereich des Tellerrandes umgewälzt wird, wo die Mischschaufeln bei der gewählten Drehzahl die höchste Geschwindigkeit entwickeln. Im ausgesparten Innenraum ist der Motor und das im Ölbad laufende Getriebe untergebracht, das den Abschlußdeckel mit den Aufhängungen für die versetzt angeordneten Mischschaufeln antreibt (Abb. 5). Der schnelle Lauf der gegeneinander geneigten Schaufeln bewirkt ein intensives Durchmischen in

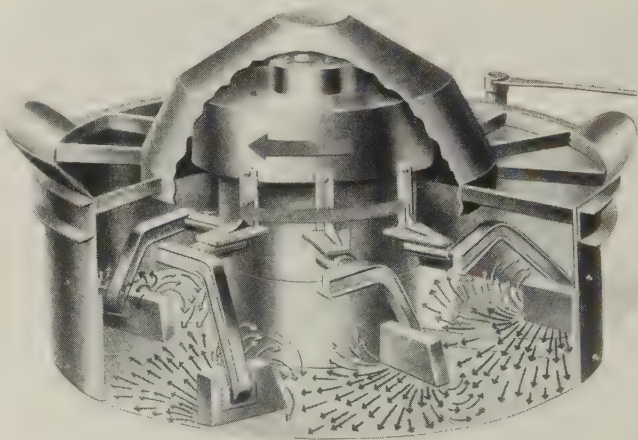


Abb. 5. Tellerzwangsmischer mit ringförmigem Mischraum, System Fejmert. Drehzahl 34 U/min. Internationale Baumaschinenfabrik, Neustadt an der Weinstraße.

portzüge und in Kraftwagen verladen oder auch unmittelbar abgekippt werden. Die Arbeitsweise des Schaufelrades bringt ein gleichmäßiges Zerkleinern des Bodens mit sich und gestattet auch den Abbau härterer Schichten. Der Ausleger mit dem Schaufelrad ist hydraulisch heb- und senkbar und kann beim Graben mit dem gesamten Oberteil des Gerätes auf einem Drehkranz geschwenkt werden. Durch den Einbau von Schwinghebeln für die nachgiebige Lagerung der acht Laufrollen bietet das Überwinden kleinerer Hindernisse unter den Raupen des Fahrwerkes keine Schwierigkeit.

Die theoretische Höchstleistung des Baggers errechnet sich bei 50 l Schaufelinhalt und maximal 103 Schüttungen je min zu 400 m³/h; der Anpassung an die zu lösende Bodenart dient eine Drehzahlregelung des Schaufelrades zwischen 10,5 und 17 U/min. Der Schaufelradkranz trägt für die Grabarbeit 6 Schaufeln mit

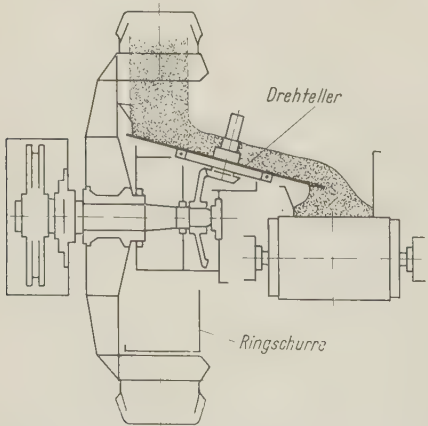


Abb. 4. Drehteller zur Übergabe des Baggergutes auf das Förderband. Schaufelraddurchmesser 2,40 m, Drehtellerdurchmesser 1,20 m.

Randmessern und ist innen durch eine Ringschurre abgeschlossen (Abb. 4). An der oben liegenden Entleerungsöffnung wird der in den Schaufeln haftende Boden durch einen Abstreicher herausgeschnitten, auf einen Drehteller geworfen und über ein Förderband dem anschließenden

kurzer Mischzeit. Die federnde Abstützung des Rührwerkes und das Auskleiden des Arbeitsraumes mit Verschleißblechen tragen zur Verminderung der Abnutzung und zur Schonung des Getriebes bei. Zu einer besonders platzsparenden Anordnung gelangt man auf der Baustelle, wenn der Mischtrog auf einer Waage montiert wird und dann zugleich als Wägebehälter bei der Zuteilung der Zuschlagsstoffe dient. Bei den Mischergrößen von 375 bis 2000 l sind Motorleistungen von 12 bis 38 PS erforderlich.

Eine wesentliche Vereinfachung und eine Erhöhung der Sicherheit erfährt das Beschicken der Mischer durch den Übergang zu Aufzugkästen mit Bodenentleerung an der Rückwand des Kastens und durch den Einbau einer

Schrapperwinde, die heute zur wichtigsten Ausrüstung jeder Baustelle mit Betonarbeiten mittleren Umfangs gehört. Als Beispiel für diese Bauart diene der in Abb. 6 wiedergegebene verkleidete Getriebe-Freifallmischer von Waimer, Eßlingen, bei dem das Schrapper-Zugseil über zwei Rollen an einem Auslegerarm geführt wird und einen Einzugsbereich von nahezu 180° zuläßt.

Bei größeren Anforderungen an die Genauigkeit des Abmessens mehrerer Klassen von Zuschlägen wird ein Hoch- oder Tiefsilo zur Aufnahme einer Charge vor dem Mischer notwendig. Dieser Vorsilo kann bei gewichtmäßigem Zuteilen mit einer Waage verbunden sein. Um die Kosten für den Aufbau niedrig zu halten, vermeidet Waimer mit einem Wägesilo über dem Mischereinlauf den Tief-



Abb. 6. Freifallmischer mit Beschickerkasten für Bodenentleerung und eingebauter Schrapperwinde mit Getriebe für Trommel-, Beschicker- und Schrapperwinde.
Waimer, Eßlingen.

silo und den Beschickeraufzug. Der Schrapper füllt die Zuschlagstoffe dann in abfallendem Gelände von oben oder auf einem ebenen Bauplatz über eine auf Wunsch fahrbare Rampe in den Vorsilo. In ähnlicher Form können die Stetig-Zwangsmischer mit einer Schrapperrampe, die sich für mehrere Körnungen unterteilen läßt, vervollständigt werden. Für das Aufstellen des Zementsilos ist bei dieser Mischerform direkt über der Zement-Zuteilöffnung Platz. Beim Betrieb dieser kontinuierlich arbeitenden Mischer beschränkt sich die Arbeit der Bedienungsmannschaft auf das Zuführen der Baustoffe und auf den Abtransport des Betons.

Als „Stadtba-Waage“ bezeichnet die Arbau, Heidelberg, eine ebenerdige Betonieranlage ohne Tiefsilo, bei der die Zuschlagstoffe hinter einer senkrechten Wand mit einem Schrapper in mehreren radial angeordneten Boxen aufgehäuft werden. Durch die zugehörigen Auslauföffnungen gelangen die Kies- und Sandanteile in einen als Wägebühler eingerichteten fahrbaren Vorsilo (Abb. 7), der die trockenen Baustoffe in den Beschickerkasten des Mixers weitergibt. Die Arbeitsphasen des Mischspieles werden durch handbediente Hebel eingeleitet; es ist aber auch möglich, die Anlage auf automatischen Betrieb umzustellen.

Durch die automatische Steuerung eines Mixers ist ein gleichmäßiger Betonausstoß, ein Erhöhen der Leistung und ein Einsparen von Bedienungspersonal zu erwarten. Für die Kipptrommelmischer von Vögele, Mannheim, stehen selbsttätige pneumatische und hydraulische Steuerungseinrichtungen zur Verfügung. Die Hersteller von elektrisch angetriebenen Freifallmischern mit Umkehrtrommel vermeiden den Einbau von Kupplungen und greifen auf einen Antrieb durch zwei getrennte Motoren für die Trommel und den Beschicker zurück, um alle Arbeitsbewegungen durch Druckknopf-Betätigung einleiten zu können.

Als Sonderausführung rüstet Stetter, Memmingen, einen elektrisch gesteuerten Freifallmischer mit Umkehr-Entleerung mit einem Relais zum Einstellen des Zeitbedarfes für das Beschicken, das Mischen und das Entleeren aus. Alle Arbeitsvorgänge einschließlich der Wassermessung reihen sich nach einem eingestellten Programm aneinander und führen einen vollautomatischen Betrieb des Mixers herbei. Ein besonderer Vorteil ist in der festen Einstellung der Wasserzugabe für jede Trommelfüllung zu sehen, da Veränderungen des Wasseranteils einen wesentlichen Einfluß auf die Betoneigenschaften haben.

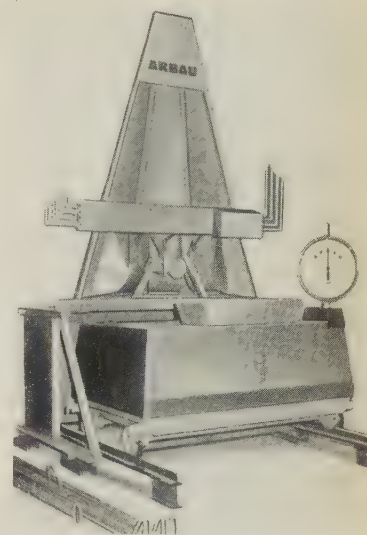


Abb. 7. Schienenfahrbare Wägebühler mit Gattierungswaage vor den Zuschlagstoff-Boxen.
Arbau, Heidelberg.

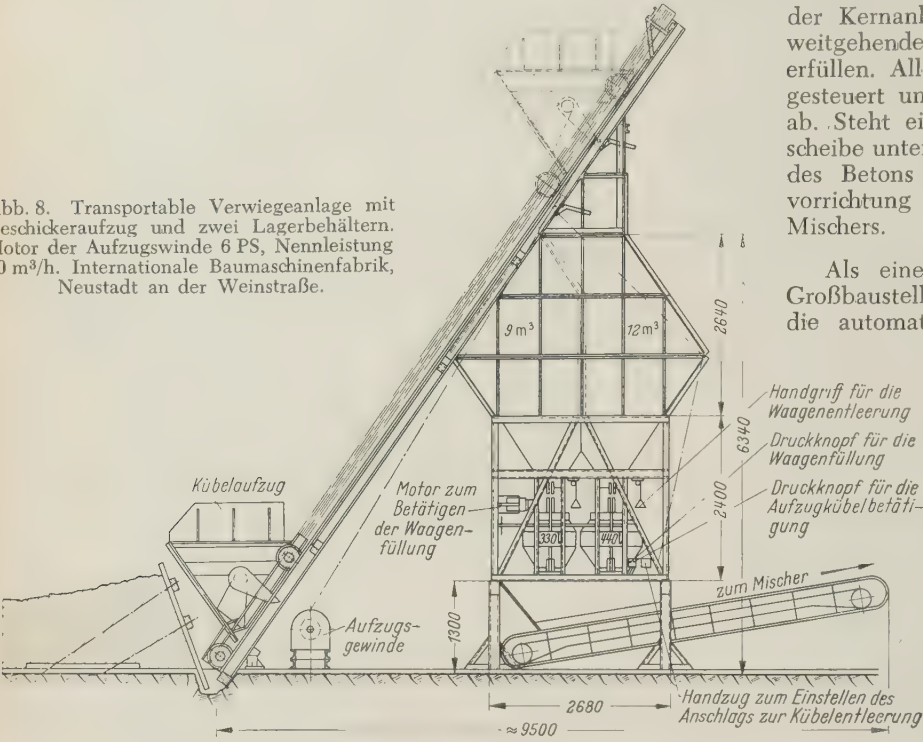
Ohne zu einer selbsttätigen Regelung des Spielablaufes überzugehen, richtete Urban, Velbert, unter Verzicht auf den Einbau eines Zeitrelais eine elektrisch gesteuerte Freifallmischer-Serie mit Umkehraustragung so ein, daß der Bedienungsmann des Schrappers durch Druckknopf-Betätigung an einer Schaltbirne das Auf- und Abschnellen des Beschickers und das Drehen der Trommel einleitet. Auf der Gegenseite des Mixers bedient ein zweiter Mann, der zugleich mit der Weiterbeförderung des Betons beschäftigt ist, die Druckknöpfe für das Öffnen der elektrisch gesteuerten Wasserzugabe und für das Entleeren der Trommel. Die aufgegebenen Zuschlagstoffmengen werden durch eine Gattierungswaage kontrolliert; die Wasserzugabe wird mit einem Durchlaufzähler überwacht. Bis zum restlosen Einlauf der eingestellten Wassermenge ist die Trommelentleerung blockiert. Neben diesen beiden Arbeiten zum Antransport der Zuschläge und zum Abtransport des Betons ist ein besonderer Maschinist am Mischer auch bei dieser Ausrüstung nicht mehr erforderlich.

Für größere Betonleistungen tragen transportable oder fahrbare Abmeß- und Mischanlagen der Baustellenforderung nach einfachem Standortwechsel und niedrigen Auf- und Abbaukosten Rechnung. Sie vereinigen in einem genügend tragfähigen Gerüst die Behälter zur getrennten Lagerung mehrerer Zuschlagstoff-Korngruppen für etwa eine Betriebsstunde, die Einrichtungen zum Wägen der Zuschläge, den Mischer, dessen Inhalt sich nach der gewünschten Betonleistung richtet, und den Bedienungsstand mit den erforderlichen Schaltanlagen.

Die Verwiegeanlage der Ibag ist für eine Unterteilung des Zuschlagstoff-Silos in drei bis fünf Zellen mit je einem Wägebühler eingerichtet. Die Schraubverbindungen am Sockelgestell und an den Stahlblech-Silowänden lassen ein schnelles Lösen und einen kurzfristigen Aufbau zu. Um dem rauen Betrieb der Baustelle gewachsen zu sein, verzichtete die Herstellerin auf empfindliche Wägeeinrichtungen und begnügte sich mit einem einfachen Waagebalken mit Auflage- und Schiebegewichten für jeden Behälter. Die Ausläufe schließen sich selbsttätig, wenn die eingestellten Mengen erreicht sind. Vom Bedienungsstand der Anlage aus kann der Maschinist über Seilzüge und Druckknopf-Betätigung die Abwurfstelle für den Kibelaufzug wählen und für jede Mischung das Füllen und Entleeren der Wägebühler einleiten sowie die Wasser- und Zementzugabe regeln. Der Ausstoß der Anlage ist abhängig von

der Leistung des Aufzugs und von der Größe des Mischers. Die serienmäßigen Anlagen umfassen Betonleistungen von 20 bis 60 m³/h.

Abb. 8. Transportable Verwiegeanlage mit Beschickeraufzug und zwei Lagerbehältern. Motor der Aufzugswinde 6 PS, Nennleistung 30 m³/h. Internationale Baumaschinenfabrik, Neustadt an der Weinstraße.



Eine neue, von Liebherr entwickelte Mischanlage ist so konstruiert, daß sie sich auf einem einachsigen Anhänger-Fahrgestell hinter einem Lastkraftwagen verfahren läßt; die beiden Zuschlagstoff-Rundbehälter sind dann ineinander geschachtelt und bieten innerhalb des zulässigen Lichtraumprofils noch Platz für das Unterbringen des Becherwerkes zum Beschicken der Silos. In der Betriebsstellung ist die Anlage hochgebockt, um unter dem Mischerauslauf die Betonkübel mit Bodenentleerung abstellen zu

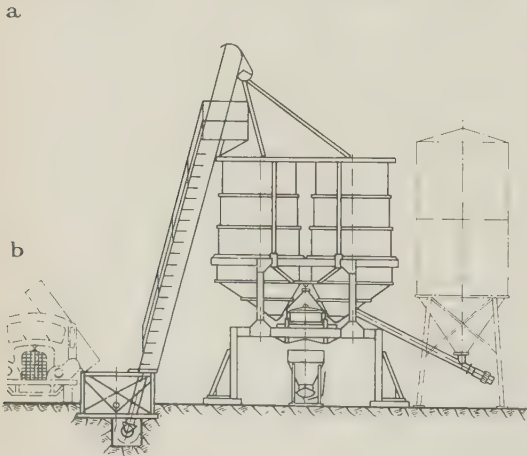
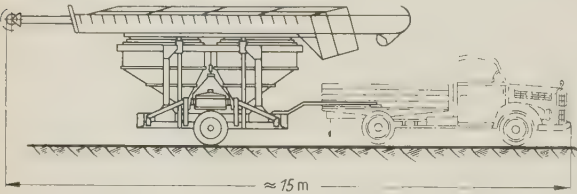


Abb. 9. Automatische Wäge- und Mischanlage. a) Transportstellung als Anhänger, b) Betriebsstellung auf der Baustelle. Mischerinhalt 500 l, Inhalt je Hochbehälter 12,5 m³. Liebherr, Biberach (Riß).

können. Der Teller-Zwangsmischer unter den Siloverschlüssen dient als Wägebehälter; der Zement wird ihm über eine Förderschnecke aus einem Hochbehälter zugeführt. Durch das Aufstellen weiterer Kies-Silos neben der Kernanlage läßt sich die Forderung nach weitgehender Abstufung der Zuschlagstoffe erfüllen. Alle Betriebsphasen werden elektrisch gesteuert und laufen nacheinander automatisch ab. Steht ein Betonkübel nicht auf der Drehscheibe unter dem Mischerauslauf zur Aufnahme des Betons bereit, so verhindert eine Sperrvorrichtung das vorzeitige Entleeren des Mischers.

Als eine Fortentwicklung der von vielen Großbaustellen her bekannten Betontürme sind die automatisch arbeitenden Mischtürme von Vögele anzusehen, die für Leistungen von 30 bis 50 m³/h Fertigbeton ausgelegt sind. Die Anordnung der Vorratsbehälter und einer Gattierungswaage über den beiden Kipptrommelmischern, die den fertigen Beton in zwei Betonsammeltrichter geben, entspricht dem Aufbau dieser Vorbilder. Die Forderungen der mittleren Baustelle nach größerer Beweglichkeit und einfacher Montage werden durch die Unterteilung des Turmes in drei Hauptteile erfüllt. Das Kernstück bildet der auf einem Fahrgestell vereinigte Mischerteil, der sich mit Hilfe von vier Spreizstützen aufrichten läßt. In ihm sind die Dosiereinrichtungen, die Gattierungswaage, der Bedienungsstand und alle elektrischen Leitungen untergebracht, um die Montagearbeiten auf der Baustelle auf ein Mindestmaß zu beschränken. Die sieben Hochsilos für die Lagerung von 100 m³ Zuschlagstoffen werden über einen Drehverteiler beschickt. Zum Überbrücken von Wartezeiten beim Abtransport des Betons

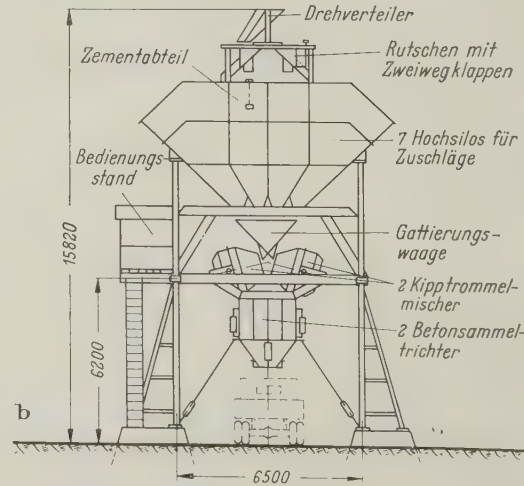
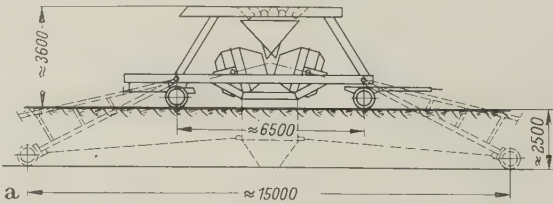


Abb. 10. Automatisch arbeitender Mischerturm. a) Aufrichten des fahrbaren Mischerteils, b) Betriebsstellung auf der Baustelle. — Beton-Nennleistung 30–50 m³/h. Vögele, Mannheim.

ist unter jedem Mischerauslauf ein Verladesilo für die Aufnahme von je 2 m³ Beton angeordnet.

Für den stationären Betrieb auf Großbaustellen weisen die druckknopfgesteuerten oder selbsttätig arbeitenden Mischanlagen von Eirich einen ähnlichen Aufbau auf. Unter dem in mehrere Zellen unterteilten Hochsilo sind ein oder zwei Gegenstrom-Tellermischer mit einem Vorsilo als Wägebehälter angeordnet. Zur Steuerung der Anlage werden Programmschalter verwendet, die eine kurzfristige Umstellung des Mischrezeptes ermöglichen. Die Dauer der Einlaufzeit, der Mischzeit und der Entleerungszeit läßt sich über drei Schaltuhren vorwählen. Eine eingebaute Druckluftanlage stellt den Luftbedarf für die elektro-pneumatisch betätigten Verschlüsse der Baustoffsilos, des Wägebehälters, der Mischer und der Verladesilos zur Verfügung. Den Ablauf des Mischvorganges kann der Maschinist an einer Leuchttafel des Schaltschranks überwachen. Die Leistung der Anlage hängt vom Inhalt der Mischer und von deren Spielzahl ab, die mit etwa 40 Spielen/h veranschlagt werden kann. In Turm- oder Reihenaufbauweise sind mit ein oder zwei Mixchern von 250 bis 1500 l Inhalt Betonleistungen zwischen 7 und 80 m³/h zu erreichen.

Der Wunsch nach gewichtsmäßiger Aufgabe der Zuschlagstoffe kann auch in Verbindung mit einem kontinuierlich arbeitenden Stetigmischer erfüllt werden. Zur Verwirklichung dieses Gedankens setzt die Lauterberger Blechwarenfabrik vor ihren Betonautomaten eine Dosieranlage mit drei Zuschlagstoffsilos, die zum Erreichen einer hohen Beweglichkeit auf luftbereiften Fahrgestellen montiert wurden. Die Zuschlagstoffe werden in gleichmäßigen Portionen gewogen und auf das Zubringer-Sammelband des Stetigmischers geworfen. Es gelangen nun in gleichen Zeiträumen fest eingestellte Gewichtsanteile der drei Körnungen und die darauf abgestimmte Zementmenge in die Aufgabebehälter des Mischers. Durch Veränderung der Drehzahl der Mischschnecke läßt sich die Leistung des

47,3 Mio m³ Fertigbeton, zu dessen Abfuhr 14 600 Transportmischer bereitstanden. Den Unternehmungen stehen etwa 5 bis 20 Liefermischer zur Verfügung.

Wird fertiger Beton geladen, so ist die Förderstrecke begrenzt; der Beton wird dann während der Fahrt mit 3 bis 6 U/min bis zur Ankunft auf der Baustelle in Bewegung gehalten. Bei größeren Entfernungen kommen Zuschlagstoffe und Zement trocken in die Trommel. Kurz vor der Ankunft auf der Baustelle wird das Anmachwasser hinzugegeben. Der Mischprozeß soll bei der Ankunft am Ziel beendet sein. Die obere Grenze der wirtschaftlichen Förderweite liegt etwa bei 8 bis 11 km; neben der Fahrstrecke haben noch die räumlichen Verhältnisse der Baustelle und der Umfang der Betonarbeiten auf die Entscheidung Einfluß, ob der Beton aus einer Fabrik bezogen werden soll.

Zur Fertigung von Transportmischern sind in jüngster Zeit neben der Ibag und Vögele noch Dolberg, Glaser & Pflaum, Essen, und Stetter, Memmingen, übergegangen. Beim Stetter-Mischer übernimmt ein gesonderter 50-PS-Motor den Antrieb der Trommel, der gleichzeitig einen Generator für die elektrischen Steuereinrichtungen antreibt. Die Trommel des Dolberg-Transportmischers wird durch einen Öl-motorangetrieben. Die

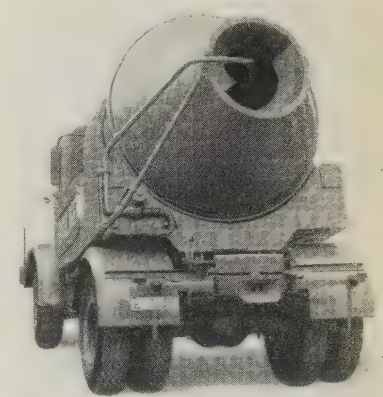


Abb. 12. Transportmischer. Trommelinhalt 4,0 m³, Fahrzeugmotor 175 PS. Dolberg, Glaser & Pflaum, Essen.

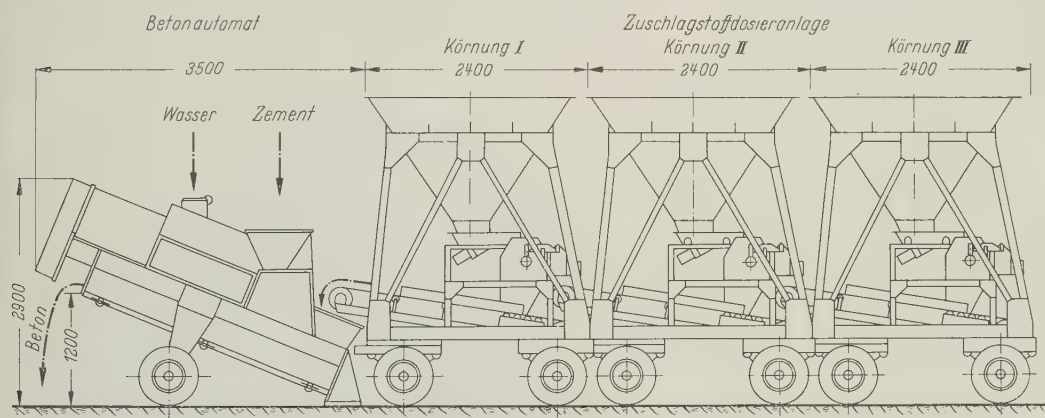


Abb. 11. Automatisch und kontinuierlich arbeitende Mischanlage mit Zuteilung der Zuschläge nach Gewicht. Beton-Nennleistung 8—14 m³/h. Lauterberger Blechwarenfabrik, Bad Lauterberg.

zugehörige Hydraulikanlage dient zugleich der Versorgung des Motors der Wasserpumpe und des Hubzylinders für den Kipprahmen der Trommel. Durch das Anheben des Kipprahmens wird das Entleeren der Trommel beschleunigt, deren Achse in der

Transportstellung etwa um 15° geneigt ist. Außer dem Behälter für Anmachwasser ist ein besonderer Spülwassertank vorgesehen, um die

Mischer der auf der Baustelle benötigten Betonmenge anpassen. Auf diese eingestellte Stundenleistung müssen auch die Aufgabemengen der Zuschlagstoffe berechnet sein.

Während Betonfabriken in Amerika und in vielen anderen Ländern schon seit zwei Jahrzehnten eine weite Verbreitung gefunden haben, konnten sie in Deutschland erst in den letzten Jahren in nennenswertem Umfange Fuß fassen. Immerhin lassen die zahlreichen Gründungen von Betonwerken in Deutschland und die Aufnahme von Transportmischern in das Arbeitsprogramm einiger deutscher Baumaschinenhersteller erkennen, daß der Gedanke des Lieferbetons an Bedeutung gewinnt. Interessant dürfte in diesem Zusammenhang sein, daß in den USA die Betonfabriken überwiegend vom Baustoffhandel betrieben werden und daß etwa 70 % des gesamten verarbeiteten Betons in Transportmischern zur Baustelle gefahren werden. 1975 Betonwerke erzeugten im Jahre 1954 insgesamt

leere Trommel vor der Rückfahrt reinigen zu können. Die üblichen Größen der Liefermischer liegen zwischen 2000 und 4000 l.

Lade- und Fördergeräte

Ein zweckmäßiges und leistungsfähiges Gerät für alle Zubringer- und Ladearbeiten beim Baustoffumschlag auf der Baustelle ist die Ladeschaufel in Verbindung mit einem Rad- oder Raupenschlepper. Das Fahrwerk richtet sich nach der Beschaffenheit des Untergrundes, die Ausführung als Front-, Schwenk- oder Überkopflader nach der Arbeitsaufgabe. Eine Neuheit stellt die Ausrüstung von Universalbaggern mit einer Ladeschaufel dar, die von der Weserhütte zum 250-l-Bagger „Pionier“ und von der Demag-Baggerfabrik zu dem hydraulischen 0,4-m³-Bagger angeboten wird.

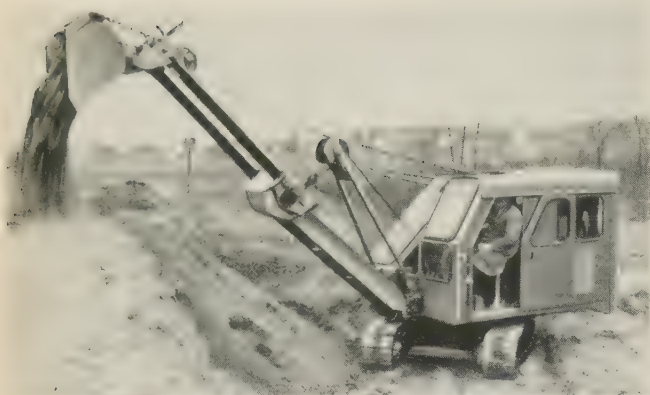


Abb. 13. Universalbagger „Pionier“ mit Ladeschaufelausrüstung.
Schaufelinhalt 0,350 m³, Motorleistung 28 PS, Gewicht 7,0 t.
Weserhütte, Bad Oeynhausen.

Für die Schaufelbewegungen der Lader ist der hydraulische Antrieb üblich. Bei den kleineren Typen baut man das Ladegeschirr meist auf handelsüblichen Rad- oder Raupenschleppern auf. Die großen Kräfte, die bei der Hubarbeit über das Fahrwerk auf den Boden übertragen werden müssen, erfordern bei den großen Geräten Sonderaus-

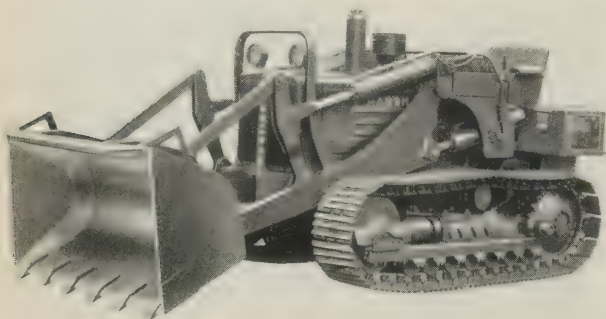


Abb. 14. Raupenschlepper mit verlängertem Fahrwerk als Frontlader.
Schaufelinhalt 0,900 m³, Motorleistung 60 PS, Gewicht 9,1 t.
Hanomag, Hannover — Frisch, Augsburg.

führungen der Fahrgestelle: die Lader mit Räderfahrwerk besitzen weit nach vorn gerückte große Räder und die Lader mit Raupenfahrwerk erhalten verlängerte Gleisketten, die ebenfalls weit nach vorn gezogen sind, um die Kopflast bei voller Schaufel aufnehmen zu können. Diese

Sonderausführungen für das Raupenfahrwerk der Lader sind neuerdings bei den Schleppern von Hanomag, Kaelble und Klöckner-Humboldt-Deutz zu finden; die Zahl der Laufrollen für die Gleisketten wird bei ihnen auf 6 bzw. 7 erhöht. Bei der neuen 70-PS-Raupe von Kaelble ist die wartungsfreie Lagerung der Lauf- und Stützrollen hervorzuheben. Die beiden Arbeitszylinder der Hubhydraulik sind mit der von Meiller gelieferten Schaufel durch Hochdruckschläuche verbunden, der Betriebsdruck liegt bei 80 atü.

Neue Wege in der Ladetechnik sucht die seitlich abkippende Mulde von Meiller, die in Hannover erstmalig in Verbindung mit einem Deutz-Schlepper vorgeführt



Abb. 15. Raupenschlepper mit verlängertem Fahrwerk und seitlich kippender Ladeschaufel.
Schaufelinhalt 0,900 m³, Motorleistung 60 PS, Gewicht 9,0 t.
Klöckner-Humboldt-Deutz — Meiller, München.

wurde. Der abgeschrägte Schaufelboden unterstützt ein schnelles Entleeren nach der vorgeschriebenen Seite. Mit einem zweiten Hubzylinder ist der Abwurf der Schaufelinhalt nach vorn möglich. Durch drehbare Lagerung der Schaufel am Kopf des Auslegers läßt sich bei einer schwedischen Konstruktion das Ladegut wahlweise nach rechts oder links abwerfen. Das Schwenken der Mulde um ihren Auflagerpunkt bringt allerdings einen Verlust an Schütthöhe mit sich. Die Arbeitsweise mit kurzen Pendelfahrten vermeidet zeitraubendes Wenden und zeitigte in Verbindung mit einem schweren Caterpillar-Traxcavator hohe Leistungen im schwedischen Bergbau und in den dortigen Steinbrüchen.

Als Sonderform unter den schweren Ladern mit Raupenfahrwerk ist der Eimco-Lader zu erwähnen, der mit einem Drehmomentwandler ausgerüstet ist und Einsätze mit einem Planierschild, als Frontlader und als Überkopflader, gestattet. Beim Überkopflader fällt die wippenartige Ausbildung der Schaufelarme auf, deren Abrollen durch zwei Gliederketten angetrieben wird.

Auch beim Bau der schweren Lader mit Luftbereifung haben die Drehmomentwandler Eingang gefunden. Für den Antrieb des neu entwickelten 80-PS-Laders von Kaelble wird ein Wandler in Verbindung mit einem Schaltwendegetriebe mit hydraulisch betätigten Kupplungen herangezogen. Besonders wendig und geländegängig ist der mit Allradlenkung und Allradantrieb ausgestattete neue 75-PS-Lader von Schopf. Als Kennzeichen seiner technischen Ausrüstung sind das Fahrwerk mit zwei starren Achsen und ihre Verbindung durch ein Zentralgelenk, das Schaltwendegetriebe, die eingebaute Turbokupplung und die hydro-mechanische Lenkung zu nennen.

Flüssigkeitskupplungen werden neuerdings auch bei dem 45-PS-Schwenkschaufler von Ahlmann und beim „Polytrac“ der Bischoff-Werke verwendet. Der als Vielseckgerät ausgebildete „Polytrac“ besitzt in der Hydraulikanlage zwei Kreise, um zwei Arbeitsbewegungen gleichzeitig ausführen zu können. Als Werkzeuge stehen neben



Abb. 16. Drehbar gelagerte Ladeschaufel zum seitlichen Abkippen nach beiden Seiten.
Schaufelinhalt 1,5 m³, Motorleistung 75 PS, Gewicht 11,5 t.
Nilsons Maskin AB, Sundbyberg (Schweden).

der Frontschaufel in erster Linie eine Greiferausrüstung und ein hydraulischer Tieflöffel zur Verfügung. Für Arbeiten am Straßenrand und für das Ziehen von Gräben dicht neben Häuserfronten und Einfriedungen besteht beim Ahlmann-Lader die Möglichkeit, den Tieflöffel außermittig an einem Querarm anzubringen.

Vier Arbeitswerkzeuge vereinigt die zweiteilige Drott-Ladeschaufel zu den Raupenschleppern der International Harvester Comp. (Abb. 17). Sie kann als Frontlader, als Greifschaufel, mit hochgeklapptem Vorderteil als Planierschild und schließlich noch als Schürfgerät zum Laden und Transportieren von abgehobenem Boden dienen. Zur Sicherung der Schaufelarme gegen Bruchgefahr tritt beim Auf-

fahren auf Hindernisse eine hydraulische Rückstoßdämpfung in Verbindung mit einer Feder in Tätigkeit.

Als Sonderformen unter den Ladern sind der Hack-schaufellader von Schwing und der Autoschaufler von Klaus noch nachzutragen. Das Gerät von Klaus besitzt ähnlich den Autoschüttern auf einem zweiachsigen Fahrgestell eine Kippmulde mit 2 m³ Fassungsvermögen, die durch eine aufgebaute hydraulisch betätigte Ladeschaufel beladen werden kann.

Als neue wirtschaftliche Fördereinrichtung für das Bestreichen weiträumiger Baustellen, die häufig bei Industrieanlagen und größeren Siedlungsbauten vorkommen, wird in jüngster Zeit die Verwendung einer Einschienebahn für den Baustofftransport empfohlen. Unter der Bezeichnung „Monorail“ vertreibt die Firma Robb, Düssel-

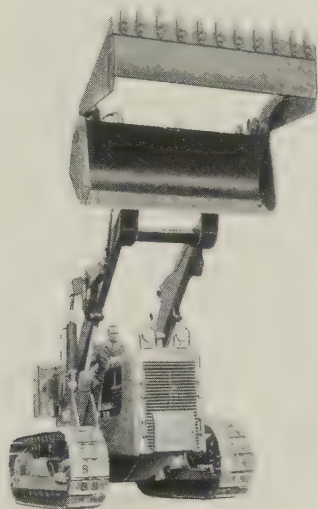


Abb. 17. Zweiteilige Ladeschaufel „Drott“ für 4 Betriebsarten. Schaufelinhalt 1,7 m³, Motorleistung des Raupenschleppers 96 PS, Gewicht 15,0 t.
International Harvester Comp., Neuß a. Rhein.

dorf, eine Konstruktion der Road Machines Ltd. Der gleiche Gedanke eines einschieneigen Bauzugverkehrs ist jetzt auch von Schwing, Wanne-Eickel, aufgegriffen worden. Als Vorteile für die Baustelle sind bei diesen Förderbahnen das geringe Gewicht der Fahrschienelemente, die niedrigen Aufbaukosten und der lohnsparende Betrieb hervorzuheben.

Die Wagen fahren einzeln oder in Zügen mit zwei bis drei Wagen unbemannt über die Strecke zur Lade- bzw. Entladestelle. Durch Anschläge am Schienensteg wird am Ziel die Kupplung des Antriebsmotors ausgerückt, um den Zug zum Halten zu bringen. Die Mulden fassen 250 bis

375 l, die Nutzlast erreicht etwa 800 kg. Die Fahrgeschwindigkeit läßt sich zwischen 0,5 und 1,5 m/s verändern.

Bei der Bahn von Schwing ist durch Einbau von Teilstrecken mit der Neigung 1:1 die Möglichkeit gegeben, Steigungen zu überwinden und die Linienführung dem Gelände bzw. den Höhenlagen der Arbeitsstellen anzupassen. Für das Befahren der Rampen sind die Förder-



Abb. 18. Kleinautoschütter.
Muldeninhalt 0,3 m³, Nutzlast 500 kg, Motorleistung 6 PS, Eigengewicht 430 kg.
Orenstein-Koppel, Dortmund.

gefäße in den Fahrgestellen kardanisch aufgehängt, überdies sind die Schienenstege mit einer Verzahnung versehen. Vor und hinter den Teilstrecken sorgen Anschläge am Steg des Schienenweges für den Übergang in die zweckmäßige Geschwindigkeitsstufe durch Umschalten des Zweiganggetriebes des Motorwagens.

Handgeschobene Karren und Japaner werden auf den Baustellen in zunehmendem Maße von drei- und vier-rädrigen Motorkarren und Klein-Autoschüttern verdrängt, die in ihren Kippkübeln 0,2 bis 1,2 m³ Raum für das Befördern von Nutzlasten zwischen 300 und 1200 kg bieten. Die Wagen sind ungefedert, zur Verbesserung der Fahrweise aber stets luftbereift. Als Motorkarren werden sie an einem Lenker von einem hinter dem Wagen hergehenden Bedienungsmann geführt. Die größeren Fahrzeuge mit Motorleistungen bis 12 PS sind mit einem Fahrersitz ausgerüstet und erreichen Geschwindigkeiten bis etwa 12 km/h. Unebenheiten des Geländes können durch eine Pendelachse ausgeglichen werden. Da sich die Kippmulde leicht gegen eine Pritsche oder einen Sonderaufbau auswechseln läßt, stehen diese Kleinfahrzeuge für ein besonders reichhaltiges Arbeitsprogramm zur Verfügung. Zum Selbstladen ist die hydraulisch betätigte Kippmulde eines Kleinschütters von Gottwald, Düsseldorf, eingerichtet.

Kurze Technische Berichte

DK 627.333.4 : 666.972.5 (73)

Ufermauerherstellung für eine Pier-Reparatur

Für die Betonierung einer rd. 1708 m langen und 16,5 m hohen Schwergewichts-Betonmauer mit einer allseitig 8,10 m vorkragenden Betonplatte rund um einen älteren Pier wurde eine stählerne Schalungs- und Gerüstkonstruktion mit dem statischen Gewicht von 110 t für einen Abschnitt von rund 30 m verwendet. Es handelte sich um einen Pier der US-Wehrmacht in Boston, Mass. Der alte Pier war 1918 erbaut als Stahlbetonplatte auf unbehandelten Holzpfählen, wobei der Erdboden unter der Pierplatte durch eine Stahlspundwand zurückgehalten wurde. Zwischen 1918 und 1935 fanden Bohrwürmer den Weg zu dem Holz und zerstörten es fast bis zur Unbrauchbarkeit.

In einer überstürzten Reparatur hatten die Pioniere eine neue Stahlspundwand um die Platte geschlagen und deren Köpfe mit dem Deck durch einen Betonholm verbunden. Das Innere des Piers wurde dann verfüllt. 1951 war der Pier wiederum in Gefahr. Risse zeigten sich in der Deckplatte und man entschloß sich zu einer grundsätzlichen Erneuerung. Der neue Plan sah vor, die vorhandene äußere Stahlspundwand als innere Schalung für eine massive Betonmauer zu verwenden, welche den ganzen Pier einschließt und ihrerseits auf Stahlpfählen grundfest gemacht ist. Die Pierplatte sollte dann als Kragplatte über diese Mauer allseitig vorkragen und damit den Pier selbst verbreitern. Diese sehr einfache Lösung ist bis jetzt wohl einzigartig für einen Hafenbau. Abb. 1 zeigt die verschiedenen Stadien der Ausführung im Schema. Die Stahlform besteht aus drei Teilen, die am Bau zusammengeschaubt wurden, und ermöglichte das

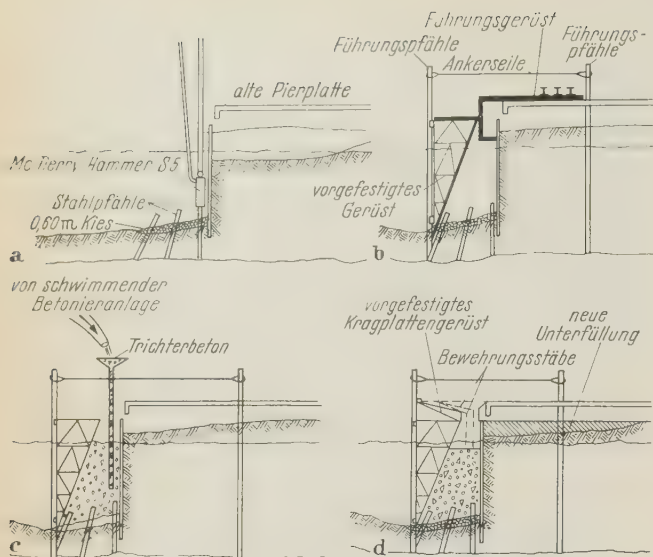


Abb. 1. Schema der Ausführung der Ufermauer. — a) Pfahlrammung für Ufermauer. — b) Einsetzen der Schalung mit Gerüst. — c) Betonierung unter Wasser. — d) Herstellung der Kragplatte.

Betonieren der in der Sohle 8,10 m starken Mauer, die sich nach oben auf 2,40 m verjüngt, in Abschnitten von 30,00 m, zwischen denen zunächst 24 m-Abschnitte offen blieben, um die Fluchtlinie gestreckt zu halten. Das Einsetzen der 60mal gebrauchten Formen erfolgte zwischen stählernen Führungspfählen außerhalb der Pierfläche auf eine vorbereitete Kiesbettung. Das Betonieren geschah von einer schwimmenden Betonstation aus, die 75 m³ je Stunde leistete, wobei Beton von 250 kg/cm² Festigkeit verwendet wurde. Die übrigen Arbeiten bieten keine



Abb. 2. Versenktes Gerüst zwischen Führungspfählen (rechts) und Führungsgerüst (links).

besonderen Probleme. Der ganze Pier wird mit Holzendern umgeben. [Nach A. Boracci: 110-Ton Steel Forms Speed Pier Repairs: Constr. Methods and Equipment 38 (1956) No. 4, April. S. 136.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

DK 624.131.52.001.2

Die Ermittlung der Größe von Bettungsziffern

Terzaghi, der sich schon 1932 einmal zu dieser Frage geäußert hat [1], legt jetzt eine umfangreiche Untersuchung über die Größe der Bettungsziffer vor, die in die bekannten Gleichungen zur Bestimmung der Sohldruckverteilung und der Momente eines elastisch gelagerten Balkens eingesetzt werden muß, damit man Ergebnisse erhält, die mit der Wirklichkeit und den genaueren Verfahren einigermaßen übereinstimmen. Die Ausführungen befassen sich sowohl mit der lotrechten Bettungsziffer unter waagrechten Plattengründungen und Einzelfundamenten als auch mit der waagrechten Bodenziffer, die bei der Berechnung von lotrechten Wänden, wie z. B. von Spundwänden, angesetzt werden muß, um eine elastische Einspannung

im Baugrund zu berücksichtigen. Der nachstehende Auszug befaßt sich lediglich mit der erstgenannten Ziffer.

Wichtig an den Ausführungen von Terzaghi ist, daß es das heute noch weit verbreitete und wegen der für den fertigen Gebrauch entwickelten mathematischen Hilfsmittel beliebte Bettungszifferverfahren mit wenigen Einschränkungen empfiehlt und den Standpunkt vertritt, daß die Abweichungen gegenüber den genaueren Berechnungen nur selten in Betracht zu ziehen sind, wenn man die Bettungsziffer richtig wählt. Da die Ermittlung der Momente, Querkräfte und Sohlpressungen nach diesem Verfahren hauptsächlich von Mathematikern stammt, wurde bei den bisherigen Arbeiten zu wenig Wert auf die Bestimmung der Größe der Bettungsziffer gelegt, die in diese Berechnung eingesetzt werden muß. Man findet auch noch in der neueren Literatur den schwerwiegenden Fehler, daß die Bettungsziffer als Bodenkongstante bezeichnet wird. Bereits sehr frühzeitig ist schon darauf aufmerksam gemacht worden, daß die Größe der Bettungsziffer nicht nur von der Art des Baugrundes, sondern auch zumindestens von den Abmessungen des Bauwerks und außerdem noch von einigen anderen Umständen abhängt. Tabellen, die die Bettungsziffer einfach den bestimmten Bodenarten zuordnen, sind daher wertlos und führen bei der Anwendung des Verfahrens zu völlig falschen Ergebnissen.

Die Berechnung elastisch gelagerter Balken und Platten mit Hilfe der Bettungsziffer C_b beruht auf den folgenden stark vereinfachenden Annahmen:

1. Die Bettungsziffer ist unabhängig von der Größe der Sohlpressung.
2. Die Bettungsziffer hat den gleichen Wert für jeden Punkt der Gründungsfläche, der durch den Bodengegendruck beansprucht wird.

Unter diesen Voraussetzungen ist die Bettungsziffer von der Größe der Gründungsfläche abhängig, also z. B. bei der Untersuchung eines Gründungsbalkens, von der Breite B_1 (Abb. 1). Die Art der Abhängigkeit kann man dadurch erhalten, daß man unter dem Balken die Druckzweibel einträgt, die etwas willkürlich als der Raum definiert wird, innerhalb dessen die lotrechten Normalspannungen im Untergrund größer als $\frac{1}{4}$ der Sohlpressungen unmittelbar unter dem Grundkörper sind. Der Wert $\frac{1}{4}$ ist deswegen gewählt worden, weil der größte Teil der Setzungen der belasteten Platte auf einem einigermaßen gleichmäßigen Untergrund infolge der Zusammendrückung und Formänderung desjenigen Bodens eintritt, welcher innerhalb der so beschriebenen Druckzweibel liegt. Wenn man diesen Wert durch einen anderen, etwa durch $\frac{1}{3}$ oder $\frac{1}{6}$ ersetzt, hat das keinen großen Einfluß auf die Ergebnisse, da das Bild der Druckzweibel hauptsächlich dazu dient, die Spannungsbedingungen unter dem Grundkörper anschaulich zu machen.

Bei einer Breite B_1 des Gründungsbalkens erhält man also eine Höhe der Druckzweibel D und bei einer Breite $N \cdot F_1$ das Maß $N \cdot D$. Wenn die Steifeziffer des Baugrundes mehr oder weniger unabhängig von der Tiefe ist, wie dies bei steifem

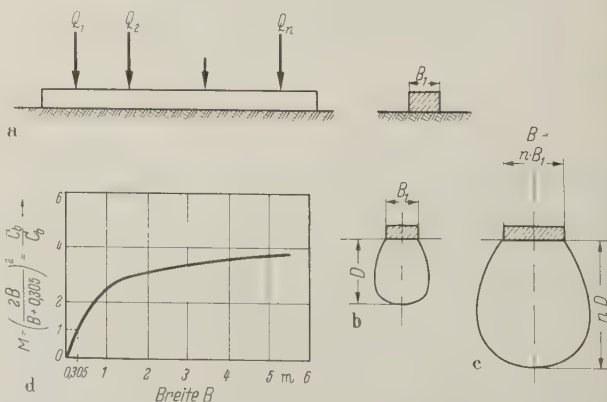


Abb. 1. a) Biegsamer Gründungstreifen, belastet durch die Einzellasten Q_1 bis Q_n ; b) und c) Einfluß der Breite des Balkens auf die Ausdehnung der Druckzweibel; d) Einfluß der Breite des Balkens auf die Bettungsziffer für Streifengründungen auf Sandboden.

Ton zutrifft, kann die Setzung S im einfachen Verhältnis zu der Tiefe der Druckzwiebel anwachsen.

$$S_n = n \cdot S_1 \quad (1)$$

$$C_{bn} = \frac{p_s}{S_1} \cdot \frac{B_1}{n B_1} \quad (2)$$

Wenn man allgemein C_b für C_{bn} und $B_1 = 1 \text{ Fuß} (= 0,305 \text{ m})$, $n B_1 = B$ und $p/S_1 = C'_b$ setzt, dann gilt die Gleichung

$$C_b = C'_b \frac{0,305 \text{ (m)}}{B \text{ (m)}} \quad (3)$$

Hierbei ist C'_b die Bettungsziffer für einen Balken mit der Breite von 1 Fuß, der auf einem steifen Ton aufliegt.

Wenn der Balken auf reinem Sand liegt, so gilt für die Abhängigkeit der Bettungsziffer von der Breite des Balkens Gl. (4):

$$C_b = C'_b \left(\frac{B + 0,305}{2 B} \right)^2 \quad (4)$$

B in m.

Hat man es nicht mit einem Gründungsbalken, sondern mit einer Gründungsplatte zu tun, so muß die maßgebende Breite B anders festgelegt werden. Nach den Untersuchungen von Westergaard [3] wird ein Steifigkeitshalbmesser der Platte eingeführt:

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12 (1 - \mu^2) C_b}} \quad (5)$$

Hierin bedeutet:

E = Elastizitätsmodul des Betons,
 μ = Poissonkonstante des Betons ($= 0,15$),
 h = Stärke der Platte.

Aus dem Verlauf der Sohlpressungen und der Durchbiegungen bei einer unendlich ausgedehnten Platte (Abb. 2) kann entnommen werden, daß der größte Teil der Einzellast, die auf eine solche Platte wirkt, innerhalb eines Abstandes von $2,5 r_0$ auf den Untergrund übertragen wird. Über diesen Halb-

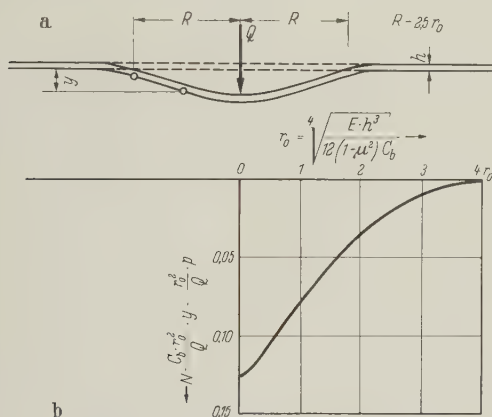


Abb. 2. a) Betonpflaster, das durch eine Einzellast Q beansprucht wird; b) Beziehung zwischen dem Steifigkeitshalbmesser und dem Faktor N , welcher sowohl der Durchbiegung y als der Sohlpressung p verhältnisgleich ist.

messer hinaus ist die Durchbiegung der Platte sehr klein und hat daher auch kaum mehr einen Einfluß auf das größte Biegemoment. Deswegen bezeichnet man die Entfernung

$$R = 2,5 r_0 \quad (6)$$

als Einflußbereich einer Einzellast. Die Fläche, die innerhalb dieses Einflußbereiches R gelegen ist, heißt gleichwertige Kreisplatte.

Bei Betonplatten auf Sand ist R etwa gleich der siebenfachen Stärke h der Platte. Die Spannungsverteilung im Untergrund unter der Platte ist praktisch dieselbe, als wenn die Last

nur auf die kreisförmige Ersatzplatte wirken würde. Deswegen kann man die Bettungsziffer für eine Gründungsplatte wie für die gleichwertige Kreisplatte bestimmen.

Zuvor wurde gezeigt, daß die Bettungsziffer für eine Streifen Gründung mit wachsender Breite des Streifens abnimmt. Das gilt auch für einen zunehmenden Steifigkeitsradius r_0 . Hingegen geht Westergaard davon aus, daß die Bettungsziffer unabhängig von r_0 ist. Jedoch kann man, wenn der Wert für die Bettungsziffer für die Einheitsfläche von einem Quadratfuß bekannt ist, die Bettungsziffer einer Gründungsplatte auf folgende indirekte Weise bestimmen:

Der Einflußbereich R_1 wird zunächst siebenmal so groß gesetzt wie die Stärke der Platte, und die zugehörige Bettungsziffer wird genauso wie bei einem Gründungstreifen bestimmt. Dieser Wert der Bettungsziffer wird dann in Gl. (5) und (6) eingeführt. Wenn der Unterschied zwischen R_1 und R kleiner als 50 % von R_1 ist, kann die Bettungsziffer C_b unter der Voraussetzung berechnet werden, daß R gleich dem größeren von beiden Werten ist. Sonst muß die Berechnung unter der An-

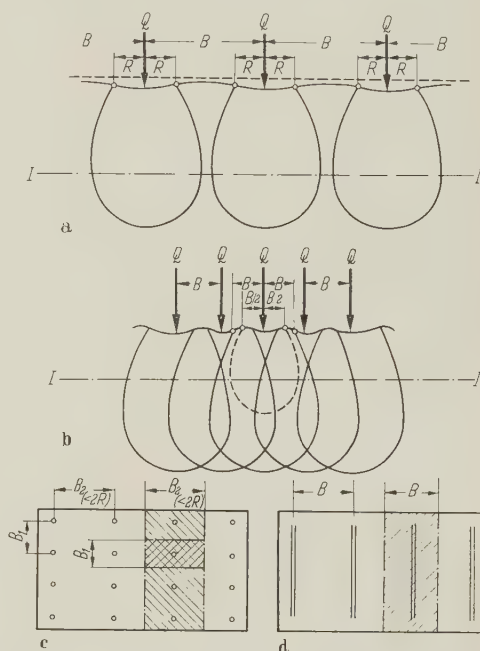


Abb. 3. a) und b) Druckzwiebel unter Einzellasten, die in beiden Richtungen gleiche Abstände haben und auf eine rechteckige Betonplatte wirken; c) rechnerische Breite bei Einzellasten und d) rechnerische Breite bei Linienlasten, die auf eine Gründungsplatte wirken.

nahme wiederholt werden, daß der Einflußbereich gleich demjenigen Wert R ist, welcher durch die eben genannte Berechnung ermittelt wurde. Dies muß solange fortgesetzt werden, bis der Unterschied zwischen dem angenommenen und dem errechneten Wert R kleiner als 50 % ist.

Wenn eine Gründungsplatte nacheinander durch mehrere Einzellasten beansprucht wird, deren Entfernung größer als $2 R$ ist (Abb. 3 a), bleiben die Spannungsverteilungen in der Druckzwiebel der zuerst aufgetragenen Einzellast und die Biegemomente in der Platte praktisch unverändert, wenn die anderen Lasten aufgebracht werden. Deswegen wird angenommen, daß unabhängig von der Anzahl der Einzellasten die Bettungsziffer für die Platte gleich der Bettungsziffer für eine kreisförmige Ersatzplatte mit dem Radius R ist. In Wirklichkeit wird durch das Aufbringen jeder neuen Last die mittlere Setzung der Platte vergrößert und damit auch diejenige eines jeden Angriffspunktes der Einzellasten. Das liegt daran, daß jede neue Einzellast den Druck auf den Untergrund unterhalb der Grundlinie aller Druckzwiebeln vergrößert. Jedoch ist in der Basis der Zwiebeln der Zusatzdruck im allgemeinen beinahe gleichförmig verteilt. Die zusätzliche Setzung, die durch diesen Druck hervorgerufen wird, hat nur einen geringen Einfluß auf die Biegemomente der Platte unter und in der Mitte zwischen den Einzellasten. Deswegen werden diese zusätzlichen Drücke und die dazugehörigen Setzungen gewöhnlich vernachlässigt. Indessen zeigt die Elastizitätstheorie ebenso gut wie die Erfahrung, daß genau genommen derartige gleichmäßig verteilte Pressungen eine Verformung der ganzen Platte hervorrufen, die u. U. (s. u.) den Verformungen überlagert werden muß, die durch die ein-

zelen Druckzwiebeln erzeugt werden (Abb. 3 a). Die wirkliche Setzung der Platte ist daher wesentlich größer als die Setzung, die mit Hilfe der Bettungsziffer berechnet wird. Sie hängt von den Gesamtabmessungen der Gründungsplatte ab. Die Biegunsmomente, die durch die ungleiche Zusammendrückung des Untergrundes oberhalb der Ebene I—I hervorgerufen werden, werden örtliche Biegunsmomente und diejenigen unterhalb dieser Ebene allgemeine Biegunsmomente genannt. Das Bettungszifferverfahren liefert nur die örtlichen Biegunsmomente.

Wenn der Abstand der Einzellasten kleiner als 2 R ist, überschneiden sich die Druckzwiebeln (Abb. 3b). Infolgedessen liegt die Ebene I—I, in welcher die Druckverteilung infolge der Einzellasten nahezu gleichförmig ist, oberhalb der Basis der Druckzwiebeln. Genau wie zuvor kann die Setzung unterhalb dieser Ebene gewöhnlich vernachlässigt werden. Die Bettungsziffer für die Platte wird in diesem Fall unter der Voraussetzung berechnet, daß der Einflußbereich B/2 und nicht R beträgt (Abb. 3 b).

Wenn der Abstand der Einzellasten in den beiden Hauptachsen der Gründungsplatte verschieden groß ist, muß die Berechnung in beiden Achsen mit verschiedenen Bettungsziffern durchgeführt werden, da der Einflußbereich dem Abstand der Lasten entsprechend verschieden hoch ausfällt (Abb. 3 c). Wenn parallele Wände im Abstand B auf die Platte wirken (Abb. 3d), wird die Bettungsziffer unter der Voraussetzung berechnet, daß die wirksame Fläche eines Streifens die Breite B oder R besitzt, je nachdem, was schmäler ist.

Wegen dieser vereinfachten Annahmen genügt es für praktische Zwecke vollkommen, die Größenordnung der Bettungsziffer zu kennen. Die Fehler bei der Ausrechnung der Spannungen, die auf eine Abweichung der Bettungsziffer von $\pm 50\%$ zurückzuführen sind, können vernachlässigt werden. Bei der oft vorkommenden Berechnung der Verteilung der Sohlpressungen über eine starre Grundplatte oder über einen starren Gründungstreifen sind die Ergebnisse sogar unabhängig von der Größe der Bettungsziffer. Infolge der vereinfachten Annahme ist der Unterschied zwischen den berechneten und den wirklichen Sohlrücken aber u. U. bedeutend. Das Bettungszifferverfahren wird daher hauptsächlich zur Berechnung der Momente von biegsamen Gründungstreifen infolge von festen oder beweglichen Einzellasten, z. B. von Verladebrücken und Kranen, von Stahlbetonplatten bei Hellingen und Schleusen und von „starrten“ Straßenbelägen, die durch Radlasten beansprucht werden, benutzt. Das schwierigste Problem ist die Berechnung von biegsamen Gründungsplatten, die durch Stützenlasten beansprucht werden, welche ungleiche Abstände haben. Die Ermittlung der Biegemomente ist bei solchen Systemen sehr mühsam, auch wenn man zur Vereinfachung annimmt, daß die Platte völlig starr ist. Wenn die Platte biegsam ist, kann man die örtlichen Biegunsmomente kaum genau berechnen. Deswegen ist das folgende Verfahren zweckmäßig. Die Platte wird zunächst unter der Annahme untersucht, daß die Sohldruckverteilung genauso aussieht, wie bei einer starren Platte. Die Durchbiegungen, die hieraus entstehen, werden berechnet. Der zweite Schritt ist die Feststellung, wie groß der Einfluß dieser scheinbaren Durchbiegungen auf die Sohldruckverteilung ist. Ist er klein, so erübrigt sich ein weiterer Nachweis. Sonst läßt man entweder die Stärke der Gründungsplatte unverändert, verringert aber die Bewehrung nach einer rohen Schätzung des Unterschiedes zwischen den Biegunsmomenten in einer starren und einer biegsamen Platte, oder die starre Platte wird mit erhöhten zulässigen Spannungen für Beton und Stahl berechnet. Dann wird geschätzt, wie groß der Einfluß der Biegsamkeit der Platte auf die Druckverteilung ist, und ob die Spannungen dadurch soweit herabgesetzt werden, daß sie etwa die zulässigen Werte annehmen.

Wenn man die Größe der Bettungsziffer für einen bestimmten Fall benötigt, kann man sie entweder aus veröffentlichten Beobachtungen oder aus Feldversuchen erhalten. Für praktische Zwecke genügt jedoch häufig eine rohe Schätzung, indem man von den Bettungsziffern für quadratische Flächen von 1 Fuß Seitenlänge ausgeht. Eine so bemessene Fläche ist deswegen praktisch, weil man leicht Lastplattenversuche in dieser Größe auf der Baustelle durchführen und damit die dazugehörige Bettungsziffer C_b' direkt bestimmen kann. Für nichtbindigen oder schwachbindigen Sand kann die Einheitsbettungsziffer aber auch nach Erfahrungen angegeben werden.

Die Einheitsbettungsziffer für einen Balken für 1 Fuß Breite ist praktisch die gleiche wie für eine quadratische Platte von 1 Fuß Seitenlänge.

Selbst wenn aus Tabelle 1 die Bettungsziffern zwischen den Grenzwerten nicht genau entnommen werden, wirkt sich dies

Tabelle 1: Einheitsbettungsziffer C_b' für nichtbindigen Boden (kg/cm³).

Sand	locker	mittel	fest	
trocken oder	0,5—1,9	1,9—9,6	9,6—32	Grenzwerte
feucht	1,3	4,2	16,0	Vorgeschlagene Werte
unter Wasser	0,8	2,6	9,6	

auf die Momente nicht mehr als um 5 % aus. Wenn die Einheitsbettungsziffer bekannt ist, kann die wirkliche Bettungsziffer nach Gl. (4) berechnet werden.

Die Gleichung ist jedoch nur gültig, solange bei Balken die Sohlpressungen kleiner als die Hälfte der Grenztragfähigkeit sind. Bei Platten darf die Last auf der gleichwertigen Kreisplatte nicht die Hälfte der zulässigen Tragfähigkeit bei Grundbruch überschreiten.

Durch diese Bestimmung wird die erste vereinfachte Annahme des Bettungszifferverfahrens berücksichtigt, wonach die Bettungsziffer unabhängig von der Belastung sein soll. Die Drucksetzungslinie einer Lastplatte (Abb. 4) kann durch eine Gerade nur etwa bis zur Hälfte der Bruchlast wiedergegeben werden.



Abb. 4. Beziehung zwischen mittlerer Sohlpressung und Setzung. Linie A ist die angenommene und Linie C die wirkliche Beziehung.

Für vorverdichteten Ton läßt sich ebenfalls eine Tafel aufstellen.

Tabelle 2: Einheitsbettungsziffern C_b'' für quadratische Lastplatten und vorverdichteten Ton.

Konsistenz	steif	sehr steif	hart	
Zylinderdruckfestigkeit	1—2	2—4	> 4	kg/cm ²
Bettungsziffer Grenzwerte	1,6—3,2	3,2—6,4	> 6,4	kg/cm ³
Bettungsziffer Vorschlag	2,4	4,8	9,6	kg/cm ³

Auch für Tabelle 2 gilt die Einschränkung, daß die Sohlpressungen kleiner als die Hälfte der Grenztragfähigkeit des Tons sein müssen, die bei ausschließlicher Haftfestigkeit unabhängig von den Abmessungen der belasteten Grundfläche ist. Bei einfach verdichteten Tönen sind die Bettungsziffern so klein, daß die Biegunsmomente von Streifen und Platten unter der Voraussetzung berechnet werden sollen, daß der Grundkörper vollkommen starr ist.

Wenn die Gründungsplatte ein Rechteck mit einem Seitenverhältnis 1 : m ($m > 1$) ist, erhält man für die Einheitsbettungsziffer den folgenden Wert $C_b' = C_b'' \frac{m + 0,5}{1,5m}$. Für einen unendlich langen Streifen ergibt sich $C_b' = 0,67 C_b''$. Diese Gleichung ist darauf aufgebaut, daß die Formänderungen des Untergrundes unterhalb einer Tiefe größer als 3 B keinen merkbaren Einfluß auf die örtlichen Biegemomente haben. Die wirkliche Bettungsziffer C_b für die Breite B wird nach Gl. (3) berechnet.

Nach der zweiten vereinfachenden Annahme hat die Sohlpressung unter mittig belasteten, vollkommen starren Platten oder Streifen überall denselben Wert p_s und zwar unabhängig von der Nachgiebigkeit des Bodens. In Wirklichkeit ist der Sohlruck am Rande größer oder kleiner als in der Mitte, je nach den elastischen Eigenschaften des Untergrundes (Abb. 5), die sich für Ton und Sand unterscheiden. Die Abweichungen zwischen der gleichmäßigen und der wirklichen Sohlruckver-

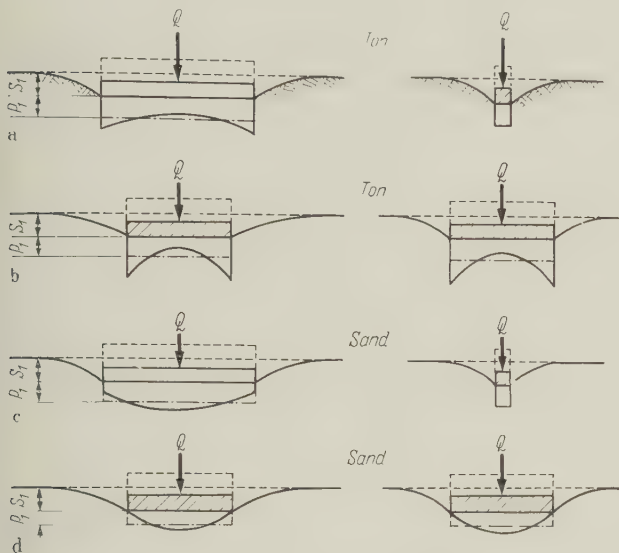


Abb. 5. Unterschied zwischen der theoretischen Verteilung der Sohlpressungen unter starren Balken (a und c) und Platten (b und d), wiedergegeben durch gestrichelte Linien, und der wirklichen Sohlruckverteilung (ausgezogene Linien).

teilung geben den Fehler wieder, der mit der zweiten Voraussetzung des Bettungszifferverfahrens begangen wird. Wenn der Untergrund aus steifem Ton besteht, sind die Biegemomente im Lastangriffspunkt etwas größer als nach dem Bettungszifferverfahren. Wenn der Untergrund aus Sand besteht, sind sie kleiner. Diese Regel gilt auch für biegsame Streifen- und Plattengründungen. Obwohl es eine Reihe von Berechnungsverfahren gibt, die die Eigenschaften des elastisch-isotropen Halbraums benutzen, um eine genauere Sohlruckverteilung zu erhalten, kann man bei den meisten praktischen Aufgaben die Fehler, die von der zweiten vereinfachenden Annahme ausgehen, vernachlässigen. Wenn es zweifelhaft ist, ob man das tun darf, kann man eine Korrektur an der Berechnung anbringen, die auf der überschläglichen Kenntnis der wirklichen Sohlruckverteilung unter Balken und Platten beruht. Man trägt also die angenäherte wirkliche Sohlruckverteilung unter dem betreffenden Grundkörper auf. Die allgemeinen Biegemomente, welche sich in dem Bauwerk einstellen, werden mit dieser Sohlruckverteilung berechnet, indem man alle Lasten, die auf einen Teil der Gründungsfläche (s. o.) wirken, über diesen Bereich gleichmäßig verteilt. Diese Biegemomente werden dann zu den örtlichen Biegemomenten hinzugezählt, die man mit Hilfe des Bettungszifferverfahrens erhält.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß sowohl die unveröffentlichten als auch die veröffentlichten Ansichten über den Einfluß der Abmessungen des Grundkörpers auf die Bettungsziffer weit auseinandergehen, und daß häufig das Vorhandensein dieses Einflusses geleugnet wird. Deswegen sind die Irrtümer, die bei der Anwendung des Bettungszifferverfahrens häufig begangen worden sind, oft sehr groß. Aus diesem Grunde wurden in der vorstehenden Veröffentlichung Regeln abgeleitet, um die richtige Größe der Bettungsziffer in Abhängigkeit von den elastischen Eigenschaften des Untergrundes und den Abmessungen des Grundkörpers zu finden. Wenn die Zahlenwerte der Bettungsziffer unter Beachtung dieser Regeln gewählt werden, können die Berechnungen der Sohlpressungen und der Biegemomente bei Gründungstreifen und Gründungsplatten als einigermaßen zuverlässig angesehen werden. Indessen sollte das Bettungszifferverfahren niemals dazu benutzt werden, um Setzungen oder Setzungsunterschiede zu ermitteln. Verfeinerungen bei der Anwendung des Bettungszifferverfahrens sind selten gerechtfertigt, da die Fehler in den Berechnungsergebnissen sehr klein im Vergleich mit denjenigen Fehlern sind, die man

begeht, wenn man die Zahlenwerte für die elastischen Eigenschaften des Untergrundes festlegt. Die Grundgleichungen des Bettungszifferverfahrens wurden durch eine radikale Vereinfachung der Beziehungen zwischen Sohlpressungen und Setzungen gefunden. Indessen bleiben die Fehler, die auf diese Vereinfachungen zurückzuführen sind, im Rahmen der üblichen Sicherheitsgrade, vorausgesetzt, daß die Bettungsziffern so ausgesucht worden sind, daß sie sowohl mit den Eigenschaften des Untergrundes als auch mit der Größe der Gründungsfläche verträglich sind. [Nach Terzaghi: Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Geotechnique 5 (1955) S. 297. Harvard Soil Mechanics Series, Nr. 51.]

E. Schultze, Aachen.

Literatur

1. Terzaghi: Bodenpressung und Bettungsziffer. Österr. Bauzeitung (1932) Nr. 25.
2. Terzaghi-Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice. New York 1948.
3. Westergaard: Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Publ. Rds. 7 (1926) S. 25.

DK 624.34 (282.272.7) (73)

Neue Mississippi-Brücke in New Orleans

New Orleans, die große Industrie- und Handelsstadt am Unterlauf des Mississippi unweit der Einmündung dieses Stromes in den Golf von Mexiko, verdankt seine Bedeutung zunächst dem Schiffsverkehr. Die weitere Entwicklung erfordert nun aber gebieterisch die großzügige Anlage einer breiten Autobahn, die in ihrem wichtigsten Teil den Stadtkern von New Orleans mit den am anderen Ufer des Mississippi gelegenen Vororten Gretna und Algiers verbinden soll. Im Rahmen dieses Gesamtprojektes, dessen Kosten mit 200 Mio. \$ errechnet sind, wird der Mississippi durch eine Gerberträgerbrücke gekreuzt werden, die nicht nur der Kosten wegen — dieselben sind einschließlich der beiderseitigen langen Rampenstrecken zu 65 Mio. \$ veranschlagt — den Schwerpunkt der Arbeiten bildet.

Seit über 60 Jahren hat das Projekt einer Mississippi-Brücke bei New Orleans die Behörden und Ingenieurkreise beschäftigt: verschiedenste Systeme fester Brücken: durchlaufende und Gerberbalkenbrücken, Hängebrücken, aber auch bewegliche Brücken und ein Straßentunnel sind vorgeschlagen und verworfen worden. Ein sehr genau durchgearbeitetes Projekt einer Hängebrücke mit 550 m Mittelöffnung wurde mit Rücksicht auf die ungünstigen Untergrundverhältnisse (mit gewissen späteren Pfeilersenkungen muß gerechnet werden) und aus aerodynamischen Erwägungen (New Orleans liegt im Wirkungsbereich gewaltiger Wirbelstürme, der berühmten Hurrikane) aufgegeben. Man hat sich schließlich für eine Auslegerbrücke mit ungleichen Seitenarmen, deren wichtigste Abmessungen Abb. 1 zeigt, entschieden.

Gründungen und Aufbauten der Pfeiler

Die verhältnismäßig geringsten technischen Schwierigkeiten bereitete der Landpfeiler IV (auf der Seite von Algiers). Auf einem Rost aus 490 Holzpfehlen von je etwa 25 m Länge ruht eine Betonplatte von 37 m Länge, 15 m Breite und 3 m Dicke, auf der zwei schlanke Stahlbetonschäfte von 43 m Höhe errichtet wurden.

Auch der Bau des Landpfeilers I (auf der Seite von New Orleans) wurde durch die Gezeiten, die den Wasserspiegel des Mississippi stark beeinflussen, nicht behindert, da die Baustelle im Schutze des Thalia-Straßen-Kais liegt. Ein Caisson von 27,5 m Länge, 11,6 m Breite und 21,5 m Höhe wurde in offenem Bagger-Verfahren abgesenkt, wobei das Bodenmaterial durch 10 Schächte von $4,3 \times 4,3$ m gefördert wurde. Eine 2,4 m starke Verteilungsplatte trägt, wie bei Pfeiler IV, zwei schlanke Stahlbetonschäfte von 38 m Höhe.

Durch eine Spundwand mit Sandhinterfüllung ergab sich auch beim Pfeiler III, der nur wenige Meter wasserwärts des rechten Uferdammes liegt, eine trockene Baustelle. Die Absenkung erfolgte nach dem gleichen Verfahren wie bei Pfeiler I bis auf harten, grauen Ton. Der Caisson ist 41 m lang, 18,8 m breit und 48 m hoch. Auf einer 3 m dicken Verteilungsplatte ruht ein mit Steinen verkleidetes geschlossenes Pfeilerstück von 8,5 m Höhe, das zwei Stahlbeton-Pfeilerschäfte von 40 m Höhe trägt.



PIONIER 250 Liter

W
4

450 "

W
6

600 "

W
9

900 "

W
12

1350 "

W
24

2500 "

Vertrauen erwächst aus Leistung!

Den Ruf der Zuverlässigkeit haben sich
WESERHÜTTE-Bagger in einem halben Jahrhundert
erworben und erhalten.

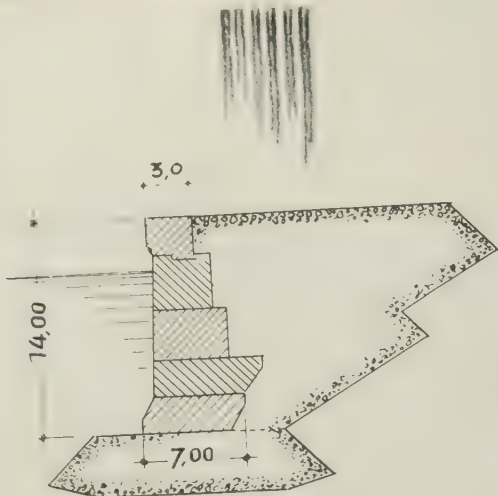
Noch heute arbeiten Bagger aus dem Jahre 1911.

Die Konstruktionen haben sich geändert, Zuverlässigkeit
und Leistung aber sind geblieben.

Kluge Unternehmer wissen das zu schätzen –
sie vertrauen auf WESERHÜTTE

WESERHÜTTE

WESERHÜTTE OTTO WOLFF GmbH • BAD OEYNHAUSEN



BAUSTELLE LOBITO (WESTAFRIKA)
VERSETZEN EINES 100t-BETONBLOCKES



G
GRÜN
+ BILFINGER-AG
HAUPTVERWALTUNG
MANNHEIM

Baus Ausführungen jeder Art und jeder Größe
Umfangreicher, neuzeitlicher Gerätepark · Entwurfs-
büro für schwierige Ingenieurbauten · Erfolgreich
bei zahlreichen internationalen Wettbewerben



Fern-Meßgeräte

zur Messung von

Dehnung	Neigung
Zugkraft	Druckkraft
Bodendruck	Bodenfestigkeit
Betonspannung	Betontemperatur
Porenwasserdruck	Sohlenwasserdruck

H. MAIHAK AG. HAMBURG 39

Die moderne

Elektrobauerpumpe

mit
Unterwassermotor
der

über und

unter Wasser



betriebs sicher arbeitet,

kein Ansaugen,

stets betriebsbereit

EMU Unterwasserpumpen GmbH

Hof / Saale · Bayern

gerüst eingefahren. Nach Verschuß der Unterstromseite dieses Gerüsts begann das Absenken. Hierzu wurden die Außenwände und die Rohrschächte abschnittsweise erhöht und Betonballast rund um die Rohrschächte eingebracht, bis nach 4 Wochen das Flußbett mit 21 m Wassertiefe erreicht war. Mit Ausbaggerung durch die Rohrschächte wurde der Caisson dann auf 33 m unter Flußsohle abgesenkt, wobei zur Zubereitung des Betons 2 schwimmende Anlagen mit 120 m³ Stundenleistung dienten. Auf den Caisson wurde eine starke Verteilungsplatte mit einem steinverkleideten Pfeilerstück bis 9 m über 0,0 und darauf zwei Stahlbetonpfeilerschäfte bis auf + 49 aufgesetzt.

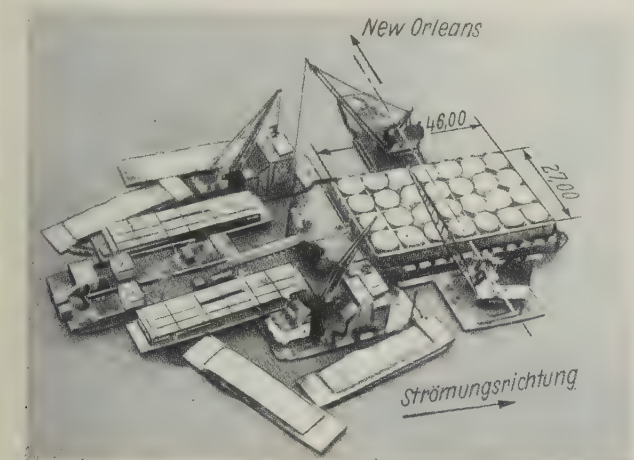


Abb. 5. Stropfpfeiler II im Bau. Caisson, Schutzgerüst, Naßbagger und schwimmende Betonieranlage.

In die 4 Pfeiler sind etwa 110 000 m³ Beton verarbeitet; allein der Caisson des Pfeilers II benötigte davon fast 50 000 m³. Der Bau dieser Pfeiler kostet 6,7 Mio \$.

Stahlkonstruktion der Auslegerbrücke

An die Mittelöffnung von 480 m, die in die beiden Auslegerarme von je 135 m und den Einhängerträger von 210 m aufgeteilt ist, schließen sich ungleiche Seitenarme von 260 m auf der Seite von New-Orleans und 180 m auf der Seite von Algiers an. Die Feldweite der ersten 10 Felder des längeren Seitenarmes beträgt 14 m, diejenige aller übrigen Felder 15 m.

Der Brückenquerschnitt erhält bei einem Hauptträgerabstand von 19,5 m eine 4spurige Fahrbahn von 15,8 m Breite, die im Spitzenverkehr stundenweise in einer Richtung auch 5spurig genutzt werden kann. Seitlich sind Schutzstreifen von 91 cm Breite vorgesehen. Wegen der Ungleichheit der Seitenarme des Hauptträgersystems wird die Fahrbahn des kurzen Armes aus einer 19 cm dicken Stahlbetonplatte auf 11 Breitflanschträgern gebildet, während für den anderen, langen Seitenarm sowie die Mittelöffnung eine Leichtfahrbahn, die aus mit Bitumen verfülltem Gitterrost auf leichten I-Trägern besteht, vorgesehen ist. Die seitlichen Schutzstreifen sind mit Al-Rosten abgedeckt; auch die Geländer sind aus Al.

Zur Gewichtsbeschränkung ist für die wichtigsten Hauptträgerteile ein hochwertiger Stahl mit 3500 kg/cm² Streckgrenze und 2100 kg/cm² zulässiger Beanspruchung verwendet, während für den gewöhnlichen Stahl A 7 mit 2500 kg/cm² Streckgrenze eine Beanspruchung von 1400 kg/cm² zugelassen ist. Diese Werte sind etwas höher gesetzt, als nach den amerikanischen Normen bei Brücken kleiner Stützweiten gewöhnlich zugelassen, vermutlich weil die rechnerische Verkehrsvollast nur selten, wenn überhaupt je erreicht wird.

Im Hinblick auf die in New Orleans vorkommenden Hurrikane-Orkane mit Windgeschwindigkeiten bis zu 175 km/h oder 50 m/s (die Beaufortskala bezeichnet Windstärke 12 ab 29 m/s bereits als Orkan) ist eine Windlast von 340 kg/m² vorgeschrieben, wobei eine um 40 % erhöhte Beanspruchung aus ständiger Last + Wind (ohne Verkehr, der bei solchem Orkan nicht möglich ist) zugelassen ist.

Der Überbau wird 16 200 t Baustahl, 900 t Augenstäbe, 1400 t Stahlgitterroste, 30 t Al-Roste, 100 t Bewehrungsstahl und 630 m³ Beton erfordern. Der Preis für den Überbau ist mit 12,3 Mio \$ kontraktmäßig festgelegt. Einschließlich der Pfeilerkosten von 6,7 Mio \$ beansprucht die fertige Strombrücke also 19 Mio \$. Wie in den Vereinigten Staaten üblich, wird Brückenzoll erhoben werden, und zwar je Fahrzeug im Schnitt 40 cents. Das bedeutet Brutto-Zolleinnahmen von 3,2 bis 7,2 Mio \$ im Jahr, da man zunächst mit einem Jahresverkehr von 8 Mio Fahrzeugen, der voraussichtlich in späterer Folge auf 18 Mio ansteigen wird, rechnet.

Die Arbeiten an den Pfeilern begannen Ende Februar 1955; sie dürften bis Dezember 1956 vollendet gewesen sein. Die bereits begonnene Montage der Stahlkonstruktion soll im Dezember 1957 beendet sein.

Die neue Brücke wird die längste Gerberbalkenbrücke in den Vereinigten Staaten und die drittgrößte in der Welt sein, nur übertroffen durch die Quebecbrücke über den St. Lorenzstrom mit 548 m und die Firth of Forth-Brücke in Schottland mit 518 m Mittelöffnungen. [Nach New bridge keys New Orleans development: Engng. News-Rec. 156 (1956) Nr. 25, S. 36, sowie C. B. Jansen: The toughest part is under the river, Civil Engng. 26 (1956) Nr. 2, S. 40.]

Dr.-Ing. C. J. Hoppe, Bonn.

DK 621.311.25 : 621.039 (414.2)

Projekt der G. E. C. — Simon Carves Atomic Energy Group für ein Kernreaktor-Großkraftwerk in Süd-Schottland

Die General Electric Co. — Simon Carves Nuclear Energy Group errichtet für die Elektrizitätsbehörde von Süd-Schottland bei Hunterston in Ayrshire ein Kernreaktor-Großkraftwerk mit einer elektrischen Nettoleistung von 320 MW (Abb. 1), dessen Inbetriebnahme 1960-1961 erfolgen soll. Das Kraftwerk verwendet zwei gasgekühlte, graphitmoderierte, mit natürlichem Uran arbeitende Reaktoranlagen, die als inherent sicher gelten, so daß ein Einschluß in einen Container nicht erfolgt. Der Entwurf stellt einen bedeutenden Fortschritt über den Calder Hall Prototyp dar. Größere Extrapolationen von der bisher vorliegenden Erfahrung wurden jedoch nicht als zulässig erachtet, so daß der Entwurf als ein erster Schritt über den Prototyp des Calder Hall Kraftwerkes anzusehen ist, keineswegs aber als ein Abschluß in der Entwicklung gasgekühlter Reaktoranlagen.

Der Entwurf für das mit zwei Reaktoren bestückte Kraftwerk sieht eine Wärmeleistung von 530 MW je Reaktor vor. Die große Steigerung der Wärmeleistung über die verhältnismäßig bescheidenen Werte von 180 MW je Reaktor des Calder Hall Kraftwerkes wird durch einen großen Reaktorkern mit entsprechend besserer Neutronenausnutzung und größerer Gleichmäßigkeit der Neutronenflußverteilung erzielt. Die thermische Wirtschaftlichkeit der Anlage wird durch Verwendung höheren Kühlgasdruckes und höherer Betriebstemperaturen auf 28 % gegenüber 20 % bei Calder Hall erhöht (hierzu ist zu bemerken, daß bei den Calder Hall Reaktoren mehr Wert auf ein Optimum der Plutoniumerzeugung gelegt wurde als auf einen optimalen Wirkungsgrad für die Energieerzeugung). Der vom Standpunkt des Reaktorbetriebes bedeutendste Fortschritt ist die Manipulation der Spaltstoffpatronen während des Reaktorbetriebes und die Vornahme der Lade- und Entladeoperationen von der Unterseite des Reaktors aus (Abb. 2a und b).



Abb. 1. Ansicht des von der G. E. C. — Simon Carves Atomic Energy Group projektierten Kernreaktor-Großkraftwerkes. (Die Dampferzeuger sind verkleidet dargestellt.)

Abb. 2a.

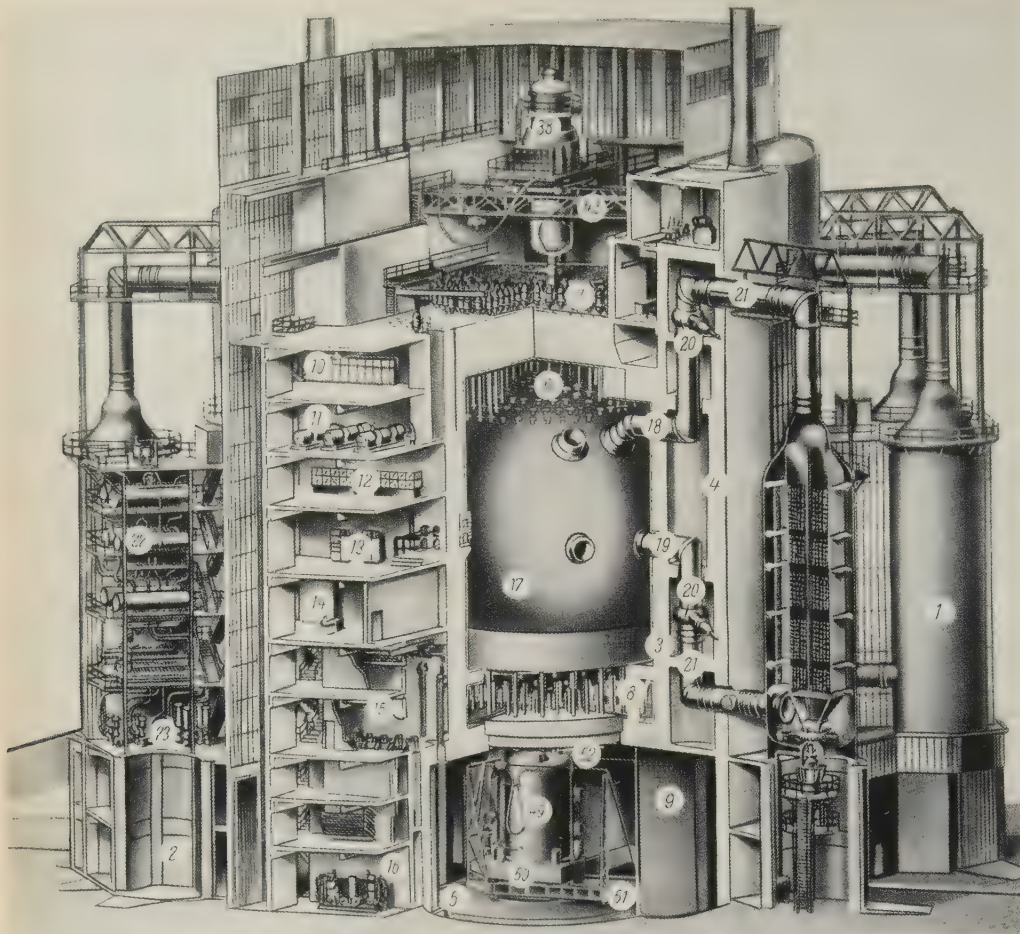


Abb. 2a und b.
Perspektivische Schnittzeichnungen der Reaktoranlage des Kernkraftwerkes. (Die Abbildungen sind nach der sechsseitigen Transparent-Kunstdruckbeilage: The World's Reactors, No. 9 — The South of Scotland Electricity Board Station, Nuclear Engineering 2 [1957] No. 11, angefertigt.)

- 1 Druckbehälter des Dampferzeugers; 2 Unterbau des Dampferzeugers; 3 Innere Beton - Strahlenschutzwand; 4 Äußere Beton - Strahlenschutzwand; 5 Laderaum; 6 Kontrollstab — Standrohre; K Kontrollstab-Mechanismen; 8 Stahlbeton - Ringrahmen; 9 Radiale Reaktortragwände; 10 Kontrollapparaturen; 11 Kontrollstab - Antriebsmotoren; 12 Schaltraum; 13 Ionisierungskammer-Raum; 14 Lade - Entladesteuerung; 15 Ladevorbereitungsraum; 16 Kompressorraum, 17 Sphärischer Druckbehälter; 18 Heißgasleitung; 19 Kühlgasleitung; 20 Gasventile; 21 Balgverbindungen; 22 Boiler-Trommeln; 23 Boiler-Zirkulationspumpen; 24 Exhaustorgebläse; 25 Leitungstragbrücke; 26 Lademaschinen-Testschacht; 27 Lademaschinen-Testraum; 28 Innerer Tragring; 29 Kühltluftleitung; 30 Innere Stahlschale; 31 Versteifungsringe; 32 Druckbehälter - Schale; 33 Stählerner Tragring; 34 Beton-Strahlenschutzdecke; 35 Beton-Strahlenschutzboden; 36 Bohrstahlplatte; 37 Trennwand des Kühltluftsystems der Strahlenschutzanlage; 38 Reaktor-Bedienungsmaschine; 39 Raum für mechanische Bearbeitung verbrauchter Spaltstoffelemente; 40 Förderkanal für verbrauchten Spaltstoff; 41 Steuerungsraum für den Bearbeitungsprozeß; 42 Laufkran der Bedienungsmaschine; 43 Reaktorkern; 44 Kerneinspannung; 45 Spaltstoffkanal; 46 Tragrost; 47 Kollektorrost; 48 Lade-Entladestandrohre; 49 Lade-Entlademaschine; 50 Wagen; 51 Drehtisch; 52 Stützen.

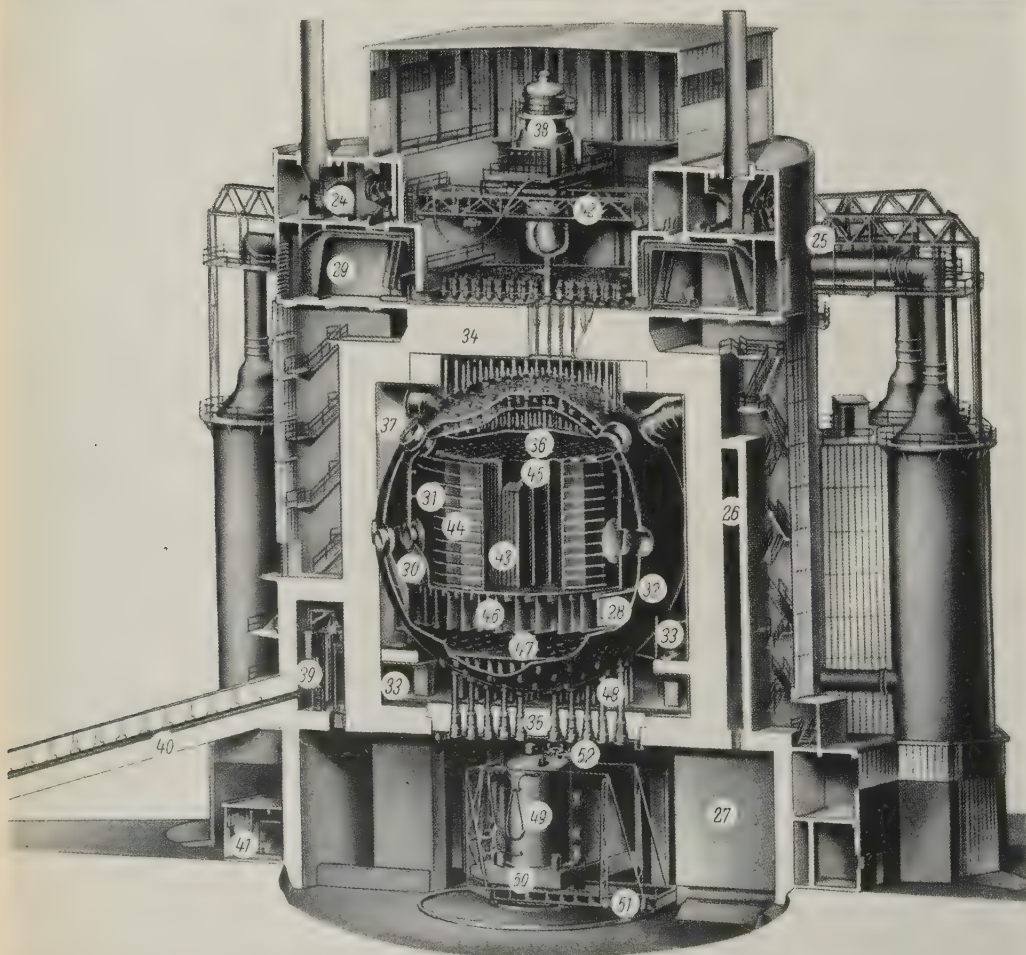


Abb. 2b.

Der Reaktorkern, der zusammen mit seinem Graphitreflektor einen Durchmesser von 15,5 m und eine Höhe von 8,5 m hat — der Durchmesser eines Calder Hall Reaktors beträgt 9,5 m, die Höhe 6,5 m —, wird von 3288 Kanälen durchschnitten, von denen jeder zehn 60 cm lange Spaltstoffpatronen aufnehmen kann. Für die Regulierungsstäbe sind 208 Kanäle vorgesehen. Der aus ineinandergreifenden Graphitblöcken bestehende 2300 t schwere Reaktorkern wird von 10 cm dicken Stahlplatten getragen, die auf einem stählernen Trägerrost aufliegen. Die Trägerrostkonstruktion ruht wiederum auf einem an den sphärischen Druckbehälter angeschweißten Ring. Der Druckbehälter von 21 m Innendurchmesser wird durch einen zylindrischen Ring gestützt, der genau gegenüber dem inneren Tragring angeschweißt ist und die Last über eine Anzahl radialer Betontraggewände auf die kreisförmige Beton-Fundamentplatte überträgt. Die kontinuierliche Ringstützung wurde einer punktwoisen Stützung durch A-Rahmen, wie sie bei den Calder Hall Reaktoren verwendet wird, vorgezogen. Während eine Stützung durch ein System von A-Rahmen befriedigend ist, wenn alle Rahmen die gleiche Last aufnehmen, können Herstellungsfehler oder unterschiedliche Dehnungen der Druckgefäßschale zu ungleichen Stützkraften führen, deren Einfluß auf die Spannungen im Gefäß schwierig zu bestimmen ist.

Bei der Wahl des Materials für den Bau des Druckbehälters stellte sich heraus, daß keine Stahlsorte gefunden werden konnte, die hohe Kerbzähigkeit mit guter Kriechfestigkeit bei hohen Temperaturen und guter Schweißbarkeit kombiniert besitzt; man entschied sich daher für die Ausbildung einer doppelten Schale. Die äußere Schale dient als Druckbehälter, ihre Dicke beträgt 73 mm bzw. 78 mm im Bereich der Stützungsringe, ihre Temperatur wird durch einen abgezweigten Kühlgasstrom, der nicht den Reaktorkern passiert, unterhalb des Kriechbereiches gehalten. Als geeignetes Material für die äußere Schale ist Coltuf 28, ein gut schweißbarer Stahl, gewählt worden. An den Druckbehälter werden zur ständigen Überwachung des Spannungs-Dehnungszustandes fernanzeigende Dehnungsmeßinstrumente in großer Zahl angebracht. Die innere Schale, die den Reaktorkern umschließt, wird aus 38 mm dickem Kesselblech hergestellt.

Die kritische Bedingung für die Begrenzung der maximalen Wärmeleistung des Reaktors ist die höchstzulässige Temperatur der Spaltstoffpatronen. Individuelle Stützung der kurzen Spaltstoffpatronen verschiebt die durch Kriechverformung der aus einer Magnesiumlegierung bestehenden Patronenhülsen diktierte Temperaturbegrenzung nach oben. Der niedrige Schmelzpunkt der Magnesiumlegierung gestattet jedoch keine sehr große Erhöhung der Betriebstemperatur gegenüber Calder Hall. Eine für später vorgesehene Ersetzung der Magnesium- durch Berylliumhülsen wird die kritischen Bedingungen für die Temperaturbegrenzung auf andere Konstruktionsteile verschieben. Da die doppelschalige Ausbildung des Behälters mit dazwischen fließendem Kühlgasstrom die äußere Druckbehälterschale vor Kriecheffekten infolge höheren Temperaturen schützt, werden die Abmessungsänderungen im Graphitkern zur maßgebenden Bedingung für die Begrenzung der Betriebstemperatur werden.

Die Haupt-Strahlungsschutzanlage besteht aus Stahlbeton mit normalen Zuschlagstoffen, sie ist seitlich 2,8 m und an der Oberseite des Reaktors 3,1 m dick. Im Bereiche der Einlaß- und Auslaß-Gasleitungen spaltet sich die Betonwand in zwei Teile, um ein Durchströmen von Strahlung zu verhindern und den ersten Abschnitt der Heißgasleitung abzuschirmen. Eine thermische Schutzwand ist nicht vorgesehen. Eine unmittelbar über dem Reaktorkern angeordnete Bohrstahlplatte reduziert den nach oben entweichenden Neutronenfluß.

Die CO₂-Zirkulationsleitungen haben einen Durchmesser von 1,5 m. Jeder der zu einem Reaktor gehörenden acht Wärmeaustauscher hat eine Einlaß- und eine Auslaßgasleitung. Jedes Leitungssystem liegt in einer Ebene, so daß Wärmedehnungen von einfachen bargartigen Dehnungsstücken aufgenommen werden können. Die Gaskreisläufe sind durch Mannlöcher zugänglich, die Aktivität im Kühlsystem sinkt nach Stilllegung des Reaktors rasch ab. Die Dampferzeuger haben eine Höhe von 21,5 m und einen Durchmesser von 6,1 m, sie sind symmetrisch um den Reaktor angeordnet und für Betrieb im Freien entworfen; jedes Gefäß ist selbsttragend und steht auf einem zylindrischen Unterbau mit Fußring. Wie im Falle des Reaktors selbst ist es wirtschaftlicher, große Dampferzeuger zu verwenden, als eine Vielzahl kleinerer Einheiten. Von einer bestimmten Größe ab wird jedoch die Montage dieser Gefäße problematisch, so daß die einzelnen Einheiten nicht wesentlich größer gewählt worden sind als im Falle von Calder Hall.

Die gesamten Spaltstoff-Lade- und -Entladearbeiten können während des Reaktorbetriebes mittels einer einzigen ferngesteuerten Vielzweckmaschine ausgeführt werden, die in einem abgeschirmten Raum arbeitet, der für Unterhaltungsarbeiten zugänglich ist. Das Laden und Entladen von Spaltstoff von der Unterseite des Reaktors aus, das vollständig mit der herkömmlichen Praxis bricht, bietet mehrere bedeutende betriebliche Vorteile, auf die jedoch hier nicht näher eingegangen werden kann. Die Abfangung der Reaktorkonstruktion über dem freizuhaltenden Raum ist durch die Anordnung der radialen Tragwände, die die Lasten auf die Fundamentplatte verteilen, befriedigend gelöst. Die Vergrößerung der Gesamthöhe des Reaktorgebäudes und seines Konstruktionsgewichts können, verglichen mit den gewonnenen betrieblichen Vorteilen, als untergeordnete Nachteile angesehen werden.

Die 3288 Spaltstoffkanäle, die in Ladegruppen von je 36 Kanälen eingeteilt sind, sind durch ein Füllrohr je Gruppe von unten zugänglich. Das 9 m hohe zylindrische stählerne Lademaschinengefäß mit einer 30 cm dicken Bleiauskleidung ist für den vollen Betriebsgasdruck bemessen. Die Maschine steht auf einem vierrädrigen auf Schienen laufenden Wagen. Die Schienen sind wiederum auf einer Drehscheibe montiert, die auf zwei konzentrischen Schienen läuft und den Durchmesser der Ladekammer überspannt. Durch Drehung der Scheibe und Verfahren des Wagens kann der Stutzen an der Oberseite der Lademaschine direkt unter jedes beliebige Füllrohr gebracht und durch Heben der gesamten Maschine und Verklammerung der Stutzenflanschen mit diesem verbunden werden. Um das Funktionieren der Lademaschine täglich prüfen zu können, ist ein Test-Raum mit einer Füllrohr- und Ladegruppenatrappe vorgesehen.

Aus dem Reaktorkern entladene radioaktive Spaltstoffelemente werden während der Neuladung des betreffenden Kanals in der Maschine aufbewahrt und später zur Abtrennung der Graphitumkleidung von den Spaltstoffpatronen in einen abgeschirmten Raum gebracht, von dem aus letztere in ein „Kühlbassin“ überführt werden. Das 57 m lange, 16 m breite und 5,5 m tiefe Kühlbassin liegt zwischen den beiden Reaktoren und ist ihnen gemeinsam. Seine Kapazität ist für eine notfalls erforderliche Aufnahme der gesamten Spaltstoffladung aus einem Reaktor bemessen. Das Bassin ist in zwei Teile verschiedener Größe unterteilt, der größere dient zur Aufbewahrung normaler entladener Patronen, der kleinere für Patronen aus Kanälen, in denen Zerkerben einer Patrone erfolgt ist. Nach einer Lagerzeit von etwa 120 Tagen hat die Aktivität so weit nachgelassen, daß die Patronen in Transportbehältern von nicht übermäßiger Wandstärke — etwa 30 cm Eisen — zu der Aufbereitungsanlage befördert werden können.

[Nach: South of Scotland Nuclear Station, Nuclear Engineering 2 (1957) No. 11, S. 51—53, The G. E. C. — Simon Carves Design, *ibid.*, S. 54—56, Operation and Control of the S. S. E. B. Station, *ibid.*, S. 56—59, Scotland's First Nuclear Power Station, Part I, The Engineer 203 (1957) No. 5272, S. 216 bis 219.]

Thomas Jaeger, Dresden.

DK 624.131.23 : 624.131.5

Löß als Baugrund

Löß und lößartige Böden sind bei geringem, natürlichem Wassergehalt ein guter Baugrund, da sie im allgemeinen dann eine große Scherfestigkeit und eine kleine Setzungsempfindlichkeit aufweisen. Mit steigendem Wassergehalt nimmt die Scherfestigkeit schnell ab und die Setzungsempfindlichkeit zu, so daß schon bei geringen Belastungen Grundbrüche und unzulässig hohe, gleichmäßige, aber auch ungleichmäßige Setzungen bei Bauwerken zu erwarten sind. Auf verhältnismäßig trockenem Löß gegründete Bauwerke sind auch dann gefährdet, wenn der Baugrund nachträglich Wasser aufnimmt.

Das Bureau of Reclamation USA hat Erfahrungen veröffentlicht, die es in den letzten Jahren im Missouri- und auch im Denvergebiet bei der Gründung von Bauwerken auf Löß gewonnen hat. Da die Eigenschaften dieser Böden durch bodenphysikalische Versuche eingehend bestimmt worden sind, können die so gewonnenen Erfahrungen mit gewissen Einschränkungen auch auf Lößarten in anderen Gebieten übertragen werden. Sie gewinnen so allgemeine Bedeutung.

Der im Missouristromgebiet anstehende Löß ist ein vom Winde angewehter und dadurch sehr locker gelagerter, gleichförmiger Schluff (Quarz und Feldspat), der mit wenig Ton (Montmorillonit) zusammengehalten wird. Er hat eine

braune Farbe, enthält sichtbare Hohlräume und Wurzelhöhlungen, ist aber nicht geschichtet. Bei natürlichem Wassergehalt kann er zwischen den Fingern zerrieben werden.

Auf Grund der Kornverteilung können drei Lößarten unterschieden werden. Sie sind in Abb. 1 dargestellt und mit „tonigem Löß“, „schluffigem Löß“ und „sandigem Löß“ bezeichnet. Gleichzeitig ist eine Kornverteilungskurve des Denverlösses eingezeichnet, die später besprochen wird. Entsprechend dem jeweils größeren Gehalt an Tonteilen nimmt die Plastizität stark zu. Die Beziehung zwischen Fließgrenze und Plastizität vgl. Abb. 2. Alle drei Lößarten haben einen ver-

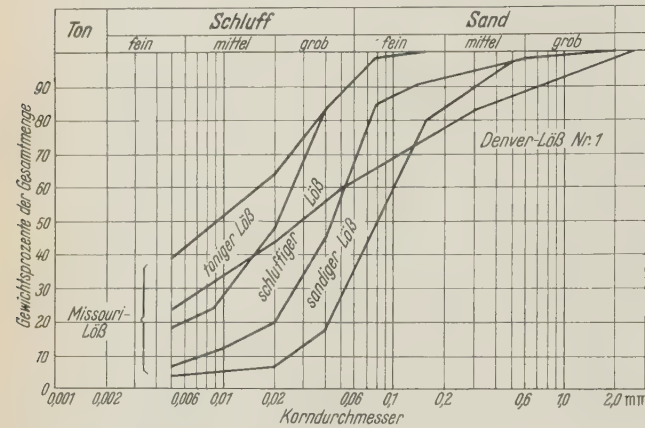


Abb. 1. Kornverteilungskurven.

hältnismäßig engen Plastizitätsbereich, sie verändern also schon bei geringer Wasseranreicherung schnell ihre Konsistenz.

Das Trockenraumgewicht ist sehr niedrig und liegt im allgemeinen zwischen 1,2 und 1,5 t/m³. Dementsprechend ist das Porenvolumen groß, mit Werten zwischen $n = 55\%$ und $n = 43\%$. Ist der Boden einmal durchfeuchtet worden und hat er sich dabei gesetzt, so steigt das Trockenraumgewicht auf 1,6 t/m³. Das entsprechende Porenvolumen ist dann $n = 40\%$. Ergänzend sei genannt, daß die optimale Dichte beim Proctorversuch zwischen 1,58 und 1,78 t/m³ liegt.

Das Setzungsverhalten wird durch die Ergebnisse von Kompressionsversuchen veranschaulicht. Sie wurden bei naturfeuchten und bei durchnässten Böden durchgeführt. Zusätzlich wurde noch die Setzung ermittelt, die nach Konsolidierung unter einer bestimmten Belastung lediglich durch eine zusätzliche Durchfeuchtung der Probe auftritt. In Abb. 3 sind charakteristische Kurven für diese drei Fälle aufgetragen, wobei auf der Abszisse die Belastung in kg/cm² und auf der Ordinate das Trockenraumgewicht in t/m³ aufgetragen ist. Auf die entsprechende Kurve für den Denverlöss wird später

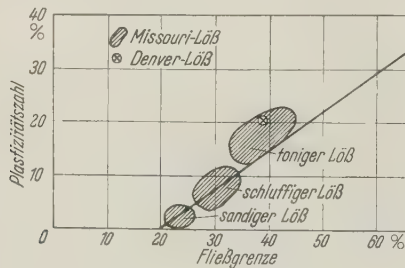


Abb. 2. Plastizitätskarte.

zurückgekommen. Man sieht, wie bei niedrigem Anfangswassergehalt die Zunahme des Raumtrockengewichtes gering, die Setzungen also klein sind, ganz unabhängig davon, ob der Boden eine große oder kleine Anfangsdichte hat. Wassergesättigte Proben setzen sich stark, wenn sie eine geringe Anfangsdichte haben, und wenig, wenn die Anfangsdichte hoch ist. Eine nachträgliche Wasseraufnahme eines nicht durchfeuchteten Lösses bei Konstanthaltung der Belastung bedingt eine beträchtliche Setzung, besonders, wenn der Boden anfangs wenig dicht ist.

Diese Feststellungen wurden auch durch Lastplattenversuche mit Platten 0,3 × 0,3; 0,9 × 0,9 und 1,5 × 1,5 m bestätigt, die in 1,5 m tiefen Gruben mit denselben Querschnitten

wie die der Platten angesetzt waren und bis zur Grenzbelastung belastet wurden.

Scherversuche haben gezeigt, daß der Winkel der inneren Reibung zwischen 31 und 33° liegt. Die Kohäsion beträgt bei naturfeuchten Böden 0,7 bis 1,4 kg/cm² und geht bei starker Durchfeuchtung auf Null zurück. Lastplattenversuche mit Platten 0,9 × 0,9 und 1,5 × 1,5 m zeigten bei naturfeuchtem Löß eine Grenzbelastung von weit über 5 kg/cm², die bei Durchfeuchtung entsprechend der Verringerung der Scherfestigkeit auf etwa 0,25 kg/cm² zurückging.

Erfahrungsgemäß gilt für den Missouri-Löss, daß er sich bei lockerer Lagerung (Trockenraumgewicht kleiner als 1,3 t/m³) und bei späterer Durchfeuchtung stark setzt und dann eine geringe Scherfestigkeit besitzt. Ist er aber dicht gelagert (Trockenraumgewicht größer als 1,3 t/m³), so hat er auch nach Durchfeuchten eine gute Tragfähigkeit. Diese Regel wurde aber bei den Untersuchungen anderer Lößarten z. B. im Denvergebiet nicht bestätigt, wo auch erhebliche Setzungen infolge Durchfeuchtung bei hohen Raumtrockengewichten festgestellt wurden. Bei dem Missouri-Löss wurde außerdem gefunden, daß er bei einem natürlichen Wassergehalt von rd. 10% unabhängig von seiner Dichte sehr tragfähig ist. Bei höherem Wassergehalt wird die Tragfähigkeit wesentlich

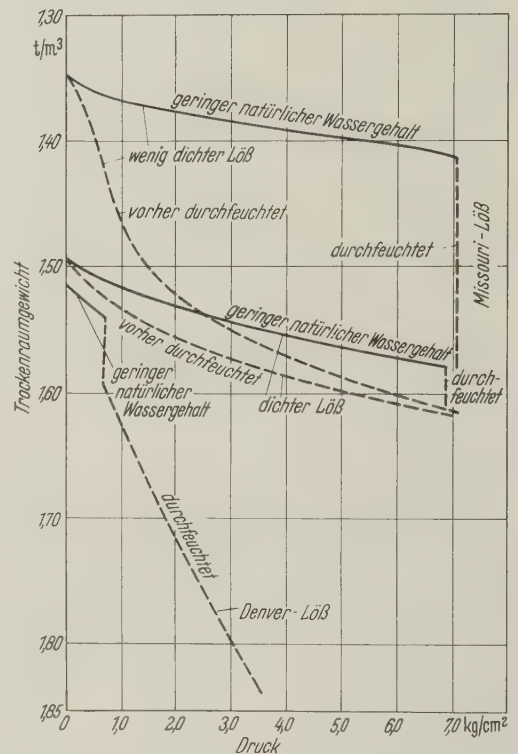


Abb. 3. Beziehungen zwischen Belastung und Trockenraumgewicht.

geringer, insbesondere dann, wenn er Werte von 15% übersteigt. In diesem Fall wirkt sich auch die Lagerungsdichte auf seine Empfindlichkeit sehr aus.

Entsprechend den oben beschriebenen Ergebnissen der Kompressionsversuche, wonach ein Löss infolge Durchfeuchtung, auch ohne zusätzliche Belastung, erhebliche Setzungen erleiden kann, sind auch in der Natur Setzungen von größeren Flächen und auch von Bauwerken beobachtet worden, wenn der Löss untergrund mit Wasser angereichert wurde. So neigte sich ein Getreidesilo in Kansas, der auf trockenem Löss gegründet war, zur Seite, als während der Regenzeit der Boden auf der einen Seite wegen mangelnder Drainage sich stark mit Wasser anreicherte. In diesem Falle wurde das Bauwerk durch künstliches Benässen des Bodens auf der anderen Seite und durch einseitiges Belasten wieder aufgerichtet, ein nicht ungefährliches, aber hier geglücktes Verfahren. Auch bei größeren Flächen, die nachträglich bewässert wurden, sind Setzungen festgestellt worden. Die Möglichkeit, durch künstliche Durchfeuchtung des Bodens Setzungen vorwegzunehmen, liegt also auf der Hand und ist auch angewandt worden. Wie weit diese Maßnahmen im Missouri-gebiet Erfolg hatten, soll an zwei Beispielen gezeigt werden.

Der 1949 vollendete Medicine Creek Damm im Missourigebiet mit einer Höhe von 35 m und einer Länge von 730 m ist auf einem 12 bis 24 m mächtigen Löß mit geringer Dichte gegründet worden. Voruntersuchungen zeigten, daß bei späterer Durchfeuchtung des Untergrundes Setzungen von 0,90 bis 1,80 m zu erwarten waren. Das Gelände wurde daher abgedämmt und vorher bewässert. Der Wassergehalt des Bodens stieg dabei von 12 auf 28 %, es traten aber die erwarteten Setzungen nicht auf. Sie zeigten sich erst bei zusätzlicher Belastung durch den Damm selbst und erreichten über der 12 m mächtigen Lößschicht Werte von 30 cm und über der 24 m mächtigen Lößschicht Werte von 60 cm. In Abb. 4 sind die Ergebnisse von Setzungsbeobachtungen von vier Meßpunkten eingetragen. Das Beispiel zeigt, daß durch die vorherige Durchfeuchtung allein zwar nicht wie bei den Kompressionsversuchen eine Setzung erzielt werden konnte, daß diese aber beim Dammbau und bei der Füllung des Beckens sofort in der für den durchfeuchteten Boden erwarteten Größe auftrat.

Bei der Gründung verschiedener Bauwerke im Zuge des Baues des Courtlan Canals wurde wegen der dort anstehenden, wenig dicht gelagerten, schluffigen und tonigen Lösses ebenfalls die Frage aufgeworfen, ob durch Durchnässung vor dem Bau die späteren Setzungen zum größten Teil vorweggenommen werden könnten. Zur Klärung dieses Problems wurde eine Versuchsgrube 12 × 12 m rund 4 m tief ausgehoben und drei Wochen lang bewässert, wobei 1 250 000 m³ Wasser versickerten. Durch Beobachtungen wurde festgestellt, daß das Wasser einen konusförmigen Bereich mit Seitenneigungen 2:1 durchfeuchtete. Der Wassergehalt in diesem Bereich stieg von 10 auf 24 %. Trotz dieser starken Wasseranreicherung traten nur ganz geringe Setzungen von 0,6 cm ein. Es zeigte sich also ebenfalls, daß eine Durchnässung des Bodens allein zu keinen wesentlichen Setzungen führte.

Auf Grund dieses Versuches wurde entschieden, keine Bewässerung des Bodens vor Inbetriebnahme des Kanals durchzuführen. Es traten auch nach Inbetriebnahme des Kanals bei den Bauwerken keine Schäden ein, wobei allerdings betont werden muß, daß ihre Belastung jeweils nicht die frühere Auflast in Gründungssohle überschritt, daß also keine zusätzliche Belastung des Baugrundes eintrat.

Der im Denvergebiet anstehende Löß ist etwas ungleichförmiger als der Missouriß und hat auch einen höheren Tongehalt. Zwei nachstehend wiedergegebene Beispiele zeigen, daß dieser Löß bei Durchfeuchtung infolge einer damit verbundenen Vergrößerung der Setzungsfähigkeit und Verringerung der Scherfestigkeiten ein viel ungünstiger Baugrund ist als der Missouriß (vgl. Abb. 1 und 2).

In dem südöstlichen Stadtgebiet, in dem starke Schäden bei auf Streifen gegründeten Wohnblöcken eingetreten sind, wurden eingehende Untersuchungen des Untergrundes durch Bohrungen unternommen. Die Untersuchungen erbrachten unterhalb der Fundamente einen Wassergehalt des dort 2,0 bis 2,5 m mächtigen Lösses von 19,3 bis 22,2 %. Diese Werte sind im Verhältnis zu denen des natürlichen Bodens, der nur 10 % Wassergehalt hat, sehr groß. Ungestörte Proben nicht durchnässten Bodens, die in Kompressionsgeräten untersucht wurden, zeigten bei Belastung geringe Setzungen bei natürlichem Wassergehalt und hohe Setzungen, wenn der Boden durchfeuchtet war bzw. ohne Änderung der Belastung Wasser aufnahm (vgl. Abb. 3). Die Setzungsfähigkeit des durchfeuchteten Denverlösses war wesentlich höher als die des Missourißes, trotzdem die Anfangsdichte des letzteren sehr viel geringer war. Wie schon oben erwähnt, hat also das für den Missouriß aufgestellte Dichtekriterium nicht für jeden Lößboden Gültigkeit.

Auf Grund der oben besprochenen Versuchsergebnisse und weiterer Untersuchungen konnten die Ursachen der Setzungsschäden an den Bauwerken in dem Denverlöß erkannt werden. Die ersten Setzungen traten auf, als der Untergrund durch Besprengungen benachbarter Rasenflächen etwas mit Wasser angereichert wurde. Diese Setzungen verursachen den Bruch einer Wasserleitung, wodurch der Boden noch stärker durchnäsßt wurde und in seiner Struktur zusammenbrach. Die Folge waren neben starken und auch ungleichen Setzungen verschiedene Grundbrüche unter den Fundamenten; die dadurch ausgelösten vertikalen und horizontalen Bewegungen führten zu Rissen in Wänden und Decken.

An einer anderen Stelle im Denvergebiet waren ebenfalls auf Löß gegründete Holzfachwerkbauten trotz ihrer geringen Empfindlichkeit gegenüber Setzungsunterschieden durch starke Senkungen beschädigt worden. Das Wasser kam von einer

Abwasseranlage. Die dadurch eingeleiteten Setzungen führten auch hier zu dem Bruch einer Wasserleitung, die den Boden vollends durchnässte und Setzungen herbeiführte, die die Fachwerkgebäude beschädigten. Der Wassergehalt der 2,5 bis 2,8 m mächtigen Lößschicht, die im allgemeinen bei 10 % liegt, betrug nach den Untersuchungen über 20 %. Wenn auch die Kornverteilung und die Anfangsdichte dieses Lösses dem aus dem Missourigebiet ähnlich sind, waren die Setzungen, wie es die Versuche und die Beobachtungen an den beschädigten Bauten zeigten, wesentlich größer.

Die bodenphysikalischen Untersuchungen des Lösses im Missouri- und Denvergebiet haben die starke Abhängigkeit der Setzungen vom Anfangswassergehalt, zum Teil auch von seiner Anfangsdichte und die Möglichkeit von Setzungen durch Wasserezutritt ohne zusätzliche Belastung gezeigt. Die angeführten Beispiele zeigen, wie sich der Boden in der Natur bei ähnlichen Wasseranreicherungen verhält und welchen Einfluß

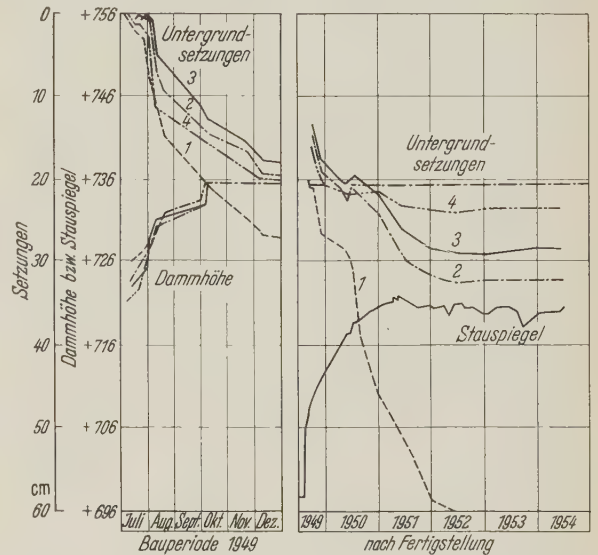


Abb. 4. Setzungsbeobachtungen am Medicine Creek Damm.

diese auf die Standsicherheit von Bauwerken haben. Das Auftreten von Setzungen bei Durchfeuchtung des Bodens und die durch eine Durchfeuchtung bewirkte Empfindlichkeit gegenüber weiterer Belastung ist, wie es die Versuche und Beobachtungen zeigten, abhängig von der jeweiligen Lößart. Eine vorzeitige Bewässerung des Lösses hat nicht immer zu den Setzungen geführt, wie auf Grund der Versuche angenommen worden war. Während des Baues, also bei zusätzlicher Belastung, traten sie aber in dem Maße auf, wie sie bei einem durchfeuchteten Boden zu erwarten waren. Es war demnach möglich, diese Setzungen, die unter den Bauwerken bei späterer Bodendurchfeuchtung eingetreten wären, schon während der Bauzeit abklingen zu lassen. [Nach W. A. Clevenger: Experiences with Loess as Foundation Material, J. Soil Mech. and Foundations Div., Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 82 (1956) Nr. 1025.] H. Zweck, Karlsruhe.

DK 550.83 : 622.19.083 : 624.131.32

Geophysikalische Untersuchungsmethoden

Auf einer Vortragsveranstaltung der Gruppe Bergbau und Petroleumtechnik des K.I.v.I. in Verbindung mit der Abteilung Angewandte Naturwissenschaften der Niederländischen Naturkundlichen Vereinigung sind am 15. 12. 1955 in Utrecht mehrere Vorträge gehalten worden [1, 2, 3], die nicht nur einen geschlossenen Überblick über die gebräuchlichen geophysikalischen Meßmethoden bieten, sondern auch neuere und bemerkenswerte Beispiele ihrer praktischen Anwendung bringen.

In seinem Einführungsreferat [1] beschreibt Prof. Koefoed kurz und einprägsam die folgenden, bereits bekannten Methoden.

a) Seismische Untersuchungen

Durch kleine Sprengladungen erzeugte Erschütterungswellen werden mit Hilfe zahlreicher Seismographen, die an bestimmten Stellen der Erdoberfläche aufgestellt sind, auf ihrem Weg verfolgt. Aus der gemessenen Brechung und Reflexion der Wellen kann auf die Beschaffenheit und Schichtung des Untergrundes geschlossen werden.

b) Gravimetrische Untersuchungen

Durch Aufspürung von Störungen im Schwerfeld der Erde, d. h. wenn die Vektoren der Schwerebeschleunigung nicht mehr parallel verlaufen, können Bereiche unterschiedlicher Dichte im Boden ausgemacht werden. Es bedarf jedoch erheblicher geologischer Erfahrungen, um aus den Dichteunterschieden auf die Materialbeschaffenheit schließen zu können.

c) Magnetische Untersuchungen

Gemessene Störungen des erdmagnetischen Feldes lassen auf Bereiche im Untergrund schließen, die eine eigene magnetische Ausstrahlung besitzen (z. B. vorwiegend Erzlager).

d) Geoelektrische Untersuchungen

Es werden spontan auftretende Potentialunterschiede von elektrischen Strömen, die entweder durch elektrochemische Vorgänge im Untergrund natürlich vorhanden sind oder künstlich in ihn eingeleitet werden, gemessen. Die unterschiedlichen Widerstände gestatten z. B. Rückschlüsse auf Dichteunterschiede im Boden.

e) Radioaktive Untersuchungen

Hierbei werden im Boden radioaktive Substanzen mit Meßinstrumenten aufgespürt, die auf solche Strahlungen ansprechen.

Von besonderem Interesse sind die Mitteilungen des Vortragenden über die Anwendungsbereiche und -grenzen der verschiedenen Methoden. Etwa 95 % aller geophysikalischen Untersuchungsmethoden werden für die Erkundung von Erdöllagern eingesetzt. Die wichtigste Methode ist hierbei die seismische, gefolgt von der gravimetrischen. Weniger häufig wird bei der Erdöl erkundung die magnetische Methode angewandt und die geoelektrische fast gar nicht. Die Untersuchungsergebnisse gravimetrischer Messungen sind im allgemeinen etwas unsicherer als diejenigen seismischer Messungen. Dem steht jedoch gegenüber, daß die ersteren wesentlich billiger sind. Aus diesem Grunde sind Schwerkraftmessungen die gegebene Methode zur Gewinnung eines ersten, umfassenden Überblickes über ein ausgedehntes, noch nicht untersuchtes Gebiet. Die seismische Methode wird dann für genauere Erkundungen in solchen Teilgebieten eingesetzt, die nach den Schwerkraftmessungen als fündig zu vermuten sind.

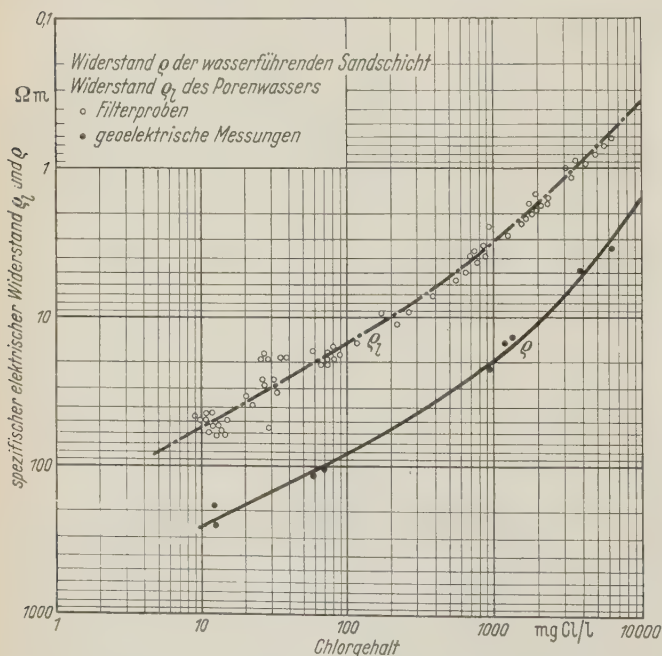


Abb. 1. Beziehung zwischen dem Chlorgehalt des Grundwassers (in mg/Liter) und 1. dem spezifischen Widerstand des Porenwassers (ρ_1); 2. dem spezifischen Widerstand der wasserführenden Sandschicht (ρ).

Ganz anders liegen die Verhältnisse bei der Aufspürung fester Minerale. Hier spielen die magnetischen Untersuchungen die Hauptrolle, gefolgt von den geoelektrischen Methoden. Gravimetrische und seismische Messungen werden fast gar nicht angewandt.

Ein weiteres, erwähnenswertes Anwendungsgebiet geophysikalischer Meßmethoden sind hydrologische Untersuchungen, die vor allem in Küstengebieten — wie in den Niederlanden —

von besonderer Bedeutung sind. Hierbei wird fast ausschließlich das geoelektrische Verfahren eingesetzt.

Letzten Endes werden geophysikalische Messungen nur auf einem sehr schmalen Sektor für Baugrunduntersuchungen angewandt. Hierbei handelt es sich hauptsächlich um die seismische Reflektionsmethode, beispielsweise für die Ermittlung des Horizontes einer tragfähigen Schicht und um geoelektrische Dichteuntersuchungen im Erdbau. Es ist also bemerkenswert, daß auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens geophysikalische Untersuchungen nur eine untergeordnete Rolle spielen.

Der Vortrag von Ir. Ulrich [2] schildert sehr anschaulich die systematische Suche nach Ölvorkommen an der deutsch-holländischen Grenze mit Hilfe gravimetrischer und seismischer Meßmethoden. Durch Schwerkraftmessungen wurde zunächst ein größeres Störungsfeld eingekreist, in dem man anschließend Probebohrungen niederbrachte. Seismische Reflektionsmessungen, teilweise von den Bohrlöchern aus, folgten. So gelang es,

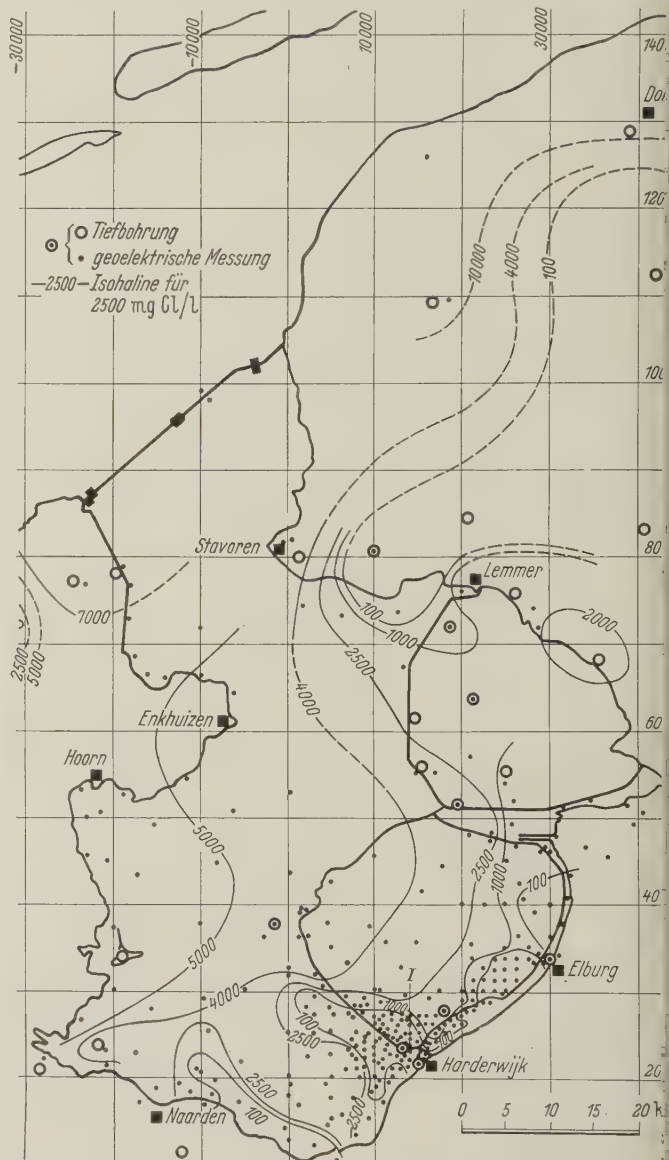


Abb. 2. Verteilung des Grundwasser-Chlorgehaltes (Tiefe 100 m) im Gebiet des IJsselmeeres.

einen Erdölhorizont auszumachen, der sich durch eine Probebohrung von 1044 m Tiefe in der Schoonebeeker Gegend augenfällig bestätigte. Die Abstände der seismischen Untersuchungspunkte betrugen etwa 2,5–4,0 km. Insgesamt erstreckten sich die Untersuchungen bis zum ersten Erfolg über annähernd 10 Jahre.

Ir. Volker erläutert [3] ein sehr interessantes Beispiel großräumiger, hydrologischer Untersuchungen mit Hilfe geoelektrischer Meßmethoden. In den Niederlanden ist man gezwungen, in denjenigen Küsten- und Poldergebieten, die ständig unterhalb des mittleren Meeresspiegels liegen, einen ständigen Kampf gegen das Eindringen des salzigen Meeresswassers zu

führen. Der vorwiegend für den empfindlichen Gemüsebau schädliche Salzgehalt macht sich nicht nur im Grabennetz der Polder, sondern hauptsächlich auch im Grundwasser bemerkbar. Einer der Hauptgründe für den Bau des Zuidersee-Abschlußdeiches war die Zurückdrängung des Meerwassers aus der tief in das Binnenland einschneidenden Zuidersee und einer damit verbundenen Entsalzung des Grundwassers der Polder und der angrenzenden Küstengebiete. Der künstlich geschaffene IJssel-Binnensee enthält bereits fast reines Süßwasser, so daß auch der Salzgehalt im Grundwasser erheblich abgenommen haben dürfte. Es entstand das Bedürfnis nach einer schnell und genau arbeitenden Meßmethode für den Grundwassersalzgehalt in verschiedenen Tiefen, um den Erfolg der Eindeichung beurteilen zu können. Hierbei hat sich das geoelektrische Meßverfahren als sehr brauchbar erwiesen. Der spezifische, elektrische Widerstand wassergesättigter Bodenschichten hängt in starkem Maße von dem Salzgehalt des Porenwassers ab. Der große Vorteil solcher Messungen liegt in der Möglichkeit, von der Erdoberfläche aus zu messen, auch wenn diese als Seesohle unter Wasser liegt. Im Zuiderseegebiet beträgt die Dicke der wasserführenden Sandschicht etwa 250 m, so daß Bohrungen zur direkten Bestimmung des Grundwasser-Salzgehaltes bis zu dieser Tiefe hätten geführt werden müssen. Die geoelektrische Methode arbeitet dagegen billiger, schneller und eleganter.

Die Meßvorrichtung bestand aus vier Elektroden, die mit gleichen Abständen in einer geraden Linie auf der Erdoberfläche angeordnet wurden. Ein durch die äußersten Elektroden geleiteter Strom erzeugt in der Erde ein elektrisches Feld. Der Spannungsabfall an den inneren Elektroden konnte gemessen werden. Mit Hilfe der bekannten Stromstärke, dem gemessenen Spannungsabfall und dem Elektrodenabstand läßt sich der jeweilige spezifische Widerstand ρ berechnen. Durch beliebige Wahl des Elektrodenabstandes ist es darüber hinaus möglich, den spezifischen Widerstand in verschiedenen Tiefen zu erfassen.

Zur Eichung der Meßwerte mußte der jeweils gemessene, spezifische Widerstand mit dem Salzgehalt in Einklang gebracht werden. Ein Indikator hierfür ist der Gehalt an Chlorionen, der wiederum den Widerstand beeinflusst. Mit Hilfe von chemisch untersuchten Wasserproben, die aus zahlreichen Probebohrungen stammten und in deren Nähe gleichzeitig geoelektrische Widerstandsmessungen durchgeführt wurden, konnten die in Abb. 1 dargestellten Eichkurven gewonnen werden. Die Kurve ρ_1 bezieht sich auf den spezifischen Widerstand im Porenwasser, während sich die Kurve ρ auf den wesentlich größeren Widerstand im wassergesättigten Sand bezieht.

Das Ergebnis der großräumig durchgeführten Messungen ist in Abb. 2 wiedergegeben. Vorwiegend erfolgten die Messungen von einem Meßboot auf dem IJssel-See mit Hilfe eines vieladrigen Meßkabels von etwa 1400 m Länge, an dem in bestimmten Abständen Elektroden angebracht waren. Die Elektroden des auf der Seesohle ausgelegten Kabels hatten automatisch mit dem Grundwasser Kontakt.

Wenn auch die Isohalinen im großen und ganzen einen starken Abfall des Salzgehaltes zum Binnenland hin zeigen, so sind doch manche Stellen mit einem unerwartet hohen Salzgehalt beobachtet worden, z. B. in der Gegend zwischen Harderwijk und Naarden. Die Ursachen solcher Unstetigkeiten sind noch nicht restlos geklärt; man vermutet ein Rückhaltevermögen undurchlässiger Kleischichten.

[Nach 1. O. Koefoed: De toepassing van physische metingen bij de opsporing van mineralen. De Ingenieur 68 (1956) No. 29, S. M. 13. — 2. V. P. Ulrich: De geophysische opsporing van het olieveld Schoonebeek. De Ingenieur 68 (1956), No. 32, S. M. 21. — 3. A. Volker: Geo-electrisch onderzoek bij de uitvoering der Zuiderzeewerken. De Ingenieur 68 (1956), No. 32, S. M. 22.]

Dr.-Ing. Graßhoff, Wuppertal-Elberfeld.

Buchbesprechungen

DK 69.003.12 : 657.47 (023)

Opitz, Dr.-Ing. E. h., Dipl.-Ing. G.: Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten. Teil I, 4. Aufl., 112 S., Gr. DIN A 5, mit 2 Tab. Düsseldorf: Werner-Verlag 1956. Broschiert 8,— DM.

Der Verfasser stellt im Vorwort mit Recht fest, daß die von ihm entwickelte Kostengliederung und der Aufbau der Preisermittlung seit ihrer erstmaligen Veröffentlichung Allgemeingut der Bauwirtschaft geworden sind. Der Teil I der Neuauflage analysiert in breiter Darstellung die Kostenfaktoren und erläutert ihre Berücksichtigung in der Kalkulation, sei es im Umlageverfahren über die Angebotssumme, sei es im Zuschlagsverfahren, auf dessen besondere Bedeutung bei geeignet gelagerten Objekten hingewiesen wird.

Ein besonderer Abschnitt befaßt sich mit preisrechtlichen Fragen.

Es ist anzunehmen, daß die Schrift sowohl in den Kreisen der Bauwirtschaft als auch in denen der bauvergebenden Behörden lebhafter Nachfrage begegnen wird.

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

DK 624.0 : 539.3/.4 (022) = 51

Stabilini, Prof. dott.ing. Luigi, Ordinario de Costruzioni in Legno, Ferro e Cemento Armato nel Politecnico di Milano: Tecnica delle Costruzioni, Vol. I: Fondamenti, richiami ed applicazioni di Scienza delle Costruzioni. (In italienischer Sprache.) 587 S., Gr. 17,5 · 24,5 cm, mit zahlr. Abb. Milano: Libreria Editrice Politecnica Cesare Tamburini 1956.

Das vorliegende Buch ist das erste einer Reihe von Bänden, in denen Luigi Stabilini, ord. Professor für Konstruktionen aus Holz, Stahl und Stahlbeton an der Technischen Hochschule Mailand, das gesamte Gebiet des konstruktiven Ingenieurbaues behandelnd will.

Der erste Band: Grundlagen, Hinweise und Anwendungen der Theorie der Baukonstruktionen, ist eigentlich ein in sich abgeschlossener Lehrband der Elastizitätstheorie und der technischen Festigkeitslehre. Der Inhalt reicht von den Grundlagen der Elastizitätstheorie (besonders hervorzuheben ist, daß eine enge Verbindung zwischen den Grundlagen der Elastizitätstheorie und der technischen Festigkeitslehre hergestellt wird!)

über die geraden Stäbe unter einfachen und zusammengesetzten Belastungsfällen bis zur Theorie der Baukonstruktionen (mit einer kurzgefaßten Übersicht über die Baustatik einschl. der Stabilitätstheorie). Das letzte (4.) Kapitel ist verschiedenen Aufgaben der höheren Festigkeitslehre gewidmet, z. B. Scheiben, gekrümmten dicken Stäben, dem elastischen Halbraum, Berührungsaufgabe von H. Hertz.

Schon die oben angedeutete kurze Übersicht dieser Einführung läßt den reichen Inhalt des Bandes ahnen. Eine gleichumfassende, theoretische Grundlegung der Theorie der Baukonstruktionen ist nach dem heutigen Stand der Wissenschaft, mindestens in deutscher Sprache, m. W. nicht vorhanden. Wir möchten hoffen und wünschen, daß den theoretischen Grundlagen bald Bände über die Konstruktionen folgen mögen.

Der vorliegende Band kann wegen seiner klaren und übersichtlichen Darstellung auf das wärmste empfohlen werden.

F. Schleicher †, Dortmund.

DK 621.61/.63.001.004 (022)

Eck, Dr.-Ing. Bruno: Ventilatoren. Entwurf und Betrieb der Schleuder- und Schraubengebläse. 3. verb. u. erw. Aufl., XI, 493 S., Gr.-8°, mit 559 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957. Gzln. 45,— DM.

Die gründliche und umfassende Darstellung, die Entwurf und Betrieb der Ventilatoren bereits in der 2. Aufl. (1952) erfahren hatten, ist in der jetzt vorliegenden 3. Auflage ergänzt und verbessert worden, entsprechend der rasch fortgeschrittenen Entwicklung dieser Kreiselmaschinen. Den ersten und umfangreichsten Teil des Buchinhalts nehmen die durch intensive Forschungsarbeit wieder zu Ehren gekommenen Radialventilatoren ein. Ihre strömungstechnischen Grundlagen, konstruktive Gestaltung und Betriebseigenschaften werden eingehend behandelt. Dann finden Theorie, Berechnung und Betrieb der Axialgebläse eine ausführliche Darstellung. Für beide Gebläsearten werden die zum Entwurf erforderlichen Festigkeitsberechnungen angegeben und erläutert. Schließlich ist ein Kapitel der experimentellen Erprobung von Ventilatoren gewidmet, in dem die Meßverfahren geschildert und die Durchführung von Abnahmeversuchen aufgezeigt werden.

Das Buch ist in erster Linie belangreich für den Strömungsfachmann und Maschineningenieur, der sich mit den Schleuder- oder Schraubengebläsen vertraut machen, sie bauen oder beurteilen will. Der Konstrukteur von Ventilatoren wird durch das

Werk ausgezeichnet angeleitet, wobei ihm die klare Darstellung der nicht immer einfachen Probleme, ergänzt durch übersichtliche Strichzeichnungen, Diagramme und kennzeichnende Lichtbilder die Aufnahme und Anwendung des Stoffes erleichtert. Nimmt der Bauingenieur das Buch zur Hand, um sich bei auftretenden Lüftungsfragen über eine zweckmäßige Lüfterbauart und ihren Einbau zu orientieren, so wird er auf die Schwierigkeiten aufmerksam, die die Erfüllung zum Teil gegensätzlicher Forderungen mit sich bringt. Er kann sich dabei manchen nützlichen Rat holen, allerdings nicht, ohne sich in den Inhalt des Buches wirklich zu vertiefen.

A. Vierling, Hannover.

DK 539.4 : 624.04 : 621 (022 : 07) = 2

Jensen, Alfred, M. S. in C. E., Prof. an der University of Washington, Seattle: Applied Strength of Materials. XIII, 343 S., Gr. 16, 23,5 cm, mit zahlr. Abb. u. Tab., London: McGraw-Hill Book Comp., Inc. 1957. Gzln. 2.3 £.

Als Ergänzung zu dem ebenfalls von Jensen verfaßten Werk „Applied Engineering Mechanics“ ist der vorliegende Band ein aus langjähriger Lehrpraxis hervorgegangenes Lehrbuch der elementaren Festigkeitslehre. Was das Buch zur ersten Einführung in Festigkeitsprobleme besonders geeignet macht, sind neben der anschaulichen Darstellung der Grundlagen die aus den verschiedensten Gebieten des Bauwesens und des Maschinenbaues sorgfältig ausgewählten Anwendungsbeispiele.

Nach einer Einführung in die Materialeigenschaften werden auf elementarer Grundlage die Spannungs- und Formänderungsprobleme, die Berechnung einfacher statisch unbestimmter Tragwerke sowie das Knicken einfacher Stäbe behandelt. Jeder Hauptabschnitt beginnt mit dem theoretischen Teil, auf den die Erläuterungsbeispiele folgen, und schließt ab mit einer Zusammenstellung der gewonnenen Erkenntnisse sowie weiteren Fragestellungen mit zugehörigen Antworten.

Da die Festigkeitslehre mit den Elementen der Mathematik allein nicht auskommt, werden in mehreren Anhängen die zugehörigen infinitesimalen Ableitungen dargestellt. Ein weiterer Anhang enthält Zahlentafeln mit amerikanischen Stahlprofilen.

R. Barbré, Braunschweig.

Verschiedenes

DK 92 Oberbach : 625.85

J. Oberbach Dr.-Ing. E. h.

Wegen seiner Verdienste um die Entwicklung der wissenschaftlichen Grundlagen und der allgemeinen Entwicklung von Fahrbahndecken mit bituminösen Bindemitteln wurde Herrn Dr. J. Oberbach, Vorstandsmitglied der Strabag, von der Techn. Universität Berlin, die Würde eines Ehrendoktors verliehen.

DK 061.25 (43) DAI : 62 : 72 : 678.5/ : 8 : 69

Arbeitskreis „Bauen mit Kunststoffen“

Die erste Zusammenkunft dieses neuen Arbeitskreises im Deutschen Architekten- und Ingenieurverband (DAI) fand am 5. Juli 1957 in Frankfurt/Main statt. Er setzt sich aus rd. 20 Vertretern der Forschung, der Kunststoff-Industrie, der Bauwirtschaft und der Architektenschaft zusammen, und wird von Reg.-Baurat a. D. Schwabe, Darmstadt, geleitet.

Weitziel: Gemeinschaftsarbeit von Industrie und Architekten für die Entwicklung leichtester Montagebauweisen aus tragenden und raumbildenden Kunststoffelementen.

Nahziel: Beratung der laufenden Entwicklungsarbeiten der Kunststoffindustrie durch Baufachleute, Bearbeitung von Sonderaufgaben der Kunststoffanwendung, umfassende technische Aufklärung für die schnell wachsende Verwendung von Kunststoffen im Bauwesen durch den DAI und die Rationalisierungs-Gemeinschaft „Bauwesen“ im RKW.

Erstes Ergebnis: Einrichtung einer Auskunftsstelle „Bauen mit Kunststoffen“ beim DAI Frankfurt/M., Münchener Straße 7. Diese Stelle beantwortet in enger Fühlungnahme mit der Arbeitsgemeinschaft Deutsche Kunststoffindustrie, Frankfurt/M., alle Fragen, die sich aus der Anwendung von Kunststoffen im Bauwesen ergeben.

Die Mitglieder des Arbeitskreises beschlossen, ihre nächste Zusammenkunft am 23. September 1957 in Berlin anlässlich der INTERBAU-Industrie-Ausstellung und der Delegiertentagung des DAI abzuhalten.

DK 624.043 : 624.016 : 624.072.2 (023) = 3

Bandel, Dr.-Ing. Hannskarl, Berlin-Charlottenburg: Einfache Berechnungsmethoden für Verbundkonstruktionen. Träger auf elastischen Stützen, Fachwerkträger mit biegesteifen Gurten. 69 S., Gr. 4°, mit 95 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957. Geh. 16,— DM.

Die Abhandlung stellt einen wesentlichen Beitrag zur Berechnung von Verbundkonstruktionen dar. Durch Verwendung von Mittelwerten der zeitabhängigen veränderlichen Umlagerungsgrößen aus Kriechen und Schwinden wird zunächst ein Näherungsverfahren entwickelt, dessen Allgemeingültigkeit für verschiedenartig gestaltete Verbundquerschnitte durch Vergleich mit den genauen Werten nachgewiesen wird. Diese Näherung sowie die im folgenden entwickelte Erweiterung des Momentenausgleichsverfahrens von Kani auf elastisch gestützte Durchlaufträger werden in den letzten Abschnitten mit Vorteil zur Berechnung von Verbund-Fachwerkträgern verwendet, deren Verbundgurte als biegesteif durchlaufend eingeführt werden müssen. Die sehr umfangreiche genaue Berechnung dieser Tragwerke wird durch Anwendung der vereinfachten Methoden auf einen erträglichen Rechenaufwand bei ausreichender Genauigkeit reduziert.

R. Barbré, Braunschweig.

Neuerscheinungen

DK 624/628 : 69 (022 : 058)

Bau-Handbuch 1957. 78. Jahrg., XXXIV, 783 S., mit zahlr. Abb. u. Tab. Ln. 16,— DM. Dazu **Anhang 1957 zum Bau- und Ingenieur-Handbuch.** XVIII, 723 S., Gr. 11 × 16 cm. Ln. 12,— DM. Redaktion: Dr. sc. techn. Dipl. Arch. ETH. Zürich. Walter Hauser, Zürich: Schweizer Druck- und Verlagshaus AG. 1957.

DK 531.2 : 624.04 (023)

Heide, Ing. Herbert, Leipzig: Praktische Statik nach Cross und Steinman. VI, 110 S., Gr. 16,5 × 23 cm, mit zahlr. Abb. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1957. Geb. 12,— DM.

DK 625.7/ : 8 (022)

Kastl, Dipl.-Ing. Johannes, Berlin: Der Straßenbau. Teil I: Straße und Verkehrsmittel, Linienführung, Querschnittsgestaltung, Straßenbefestigung. VIII, 364 S., Gr. 17 × 23,5 cm, mit 294 Abb., 58 Tab. im Text und einem Tafelanhang. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1957. Gzln. 23,— DM.

DK 62 (024)

100 Jahre

„Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch“

Im Jahre 1846 wurde von Studierenden des Königlichen Gewerbe-Instituts Berlin, aus dem sich später die Techn. Hochschule Charlottenburg bzw. jetzt die Techn. Universität Berlin-Charlottenburg entwickelte, der Akademische Verein Hütte e. V. gegründet. Diese Vereinigung gab schon ein Jahr später ein Vademekum, die erste Auflage der „Hütte“, als Grundlage für die Studien heraus. Die erste „Hütte“ war aufgeteilt in Mathematik und Mechanik (106 S.), Maschinenbau und Technologie (163 S.) und Bauwissenschaft (184 S.). 1890 erschien die 14. Auflage in 2 Bänden, 1908 die 20. Auflage in 3 Bänden, 1925 die 25. Auflage in 4 Bänden. Für die 28. Auflage sind 9 Bände vorgesehen, jeder im Umfang von 900—1500 Seiten.

Die „Hütte“ ist aus der Ingenieurpraxis nicht fortzudenken. Die gesamte Fachwelt gratuliert zu dem 100jährigen Jubiläum.

DK 627.81.004.67 (73)

Berichtigung

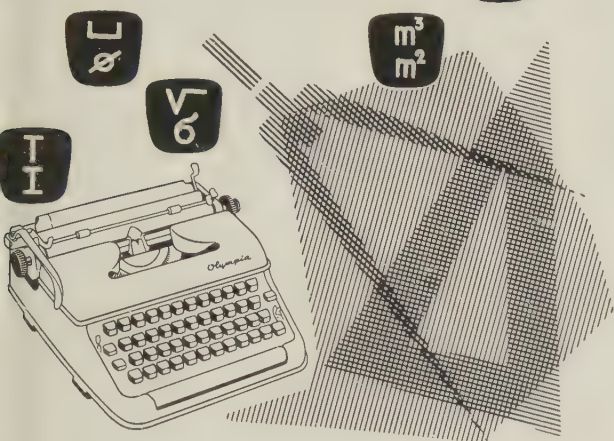
zu dem Kurzen Technischen Bericht Orth „Das Tosbecken der Bonneville-Talsperre wird nach 17 Jahren ausgebessert“, Bauing. 32 (1957) S. 97. In dem obenangeführten Aufsatz hieß es „Bonneville war eine der ersten Massenbetonbauten, bei dem etwa 25 % des Zementes durch Puzzolan (Trass) ersetzt wurde, obschon viele Stimmen damals den Zusatz dafür als ungeeignet bezeichneten“. Das zur Erläuterung gebrachte und in Klammern gesetzte Wort „Trass“ muß nach zwischenzeitlichen Ermittlungen durch das Wort Flugasche ersetzt werden. Die Bezeichnung Trass gilt nur für deutsche natürliche Puzzolane, die die DIN 51043 erfüllen müssen. Mit diesem Trass hat man sowohl im Talsperrenbau als auch im Seewasserbau gute Erfahrungen gemacht.

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**

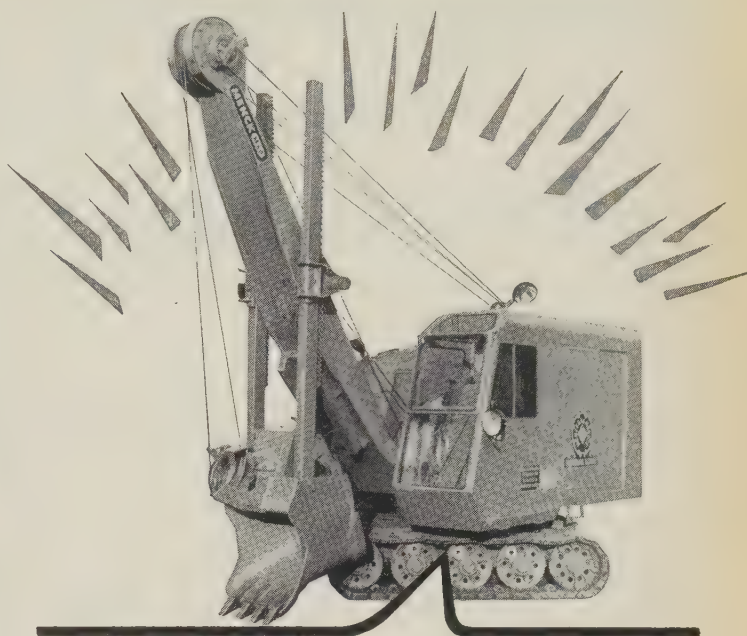
Brunnen- und Schachtbau Wasserversorgung Tiefbohrungen
Kernbohrungen Rütteldruck-Verdichtungen Rüttelfußpfähle
Rüttelzugpfähle und -Anker Pfeilergründungen Stollenbau
Steinskelettbildung Tiefendrainagen Dammverdichtungen
Injektionsbohrungen Verpressungen Ungest. Proben im Sand
Grundwasserabsenkungen Bruchsteinbeton Unterwasserbeton



JOHANN KELLER

G. M. B. H.

FRANKFURT/MAIN
RENNEN/BADEN
HAMBURG
WILHELMSHAVEN



Das ist der neue **MENCK M 40**

.....ein unverwüster, schnell arbeitender 0,4 cbm Universalbagger. Seine robuste, betriebssichere Konstruktion hat er während eines Probejahres unter Beweis gestellt. Als Steinbruchbagger eingesetzt, hat man ihn nach allen Regeln der Baggerkunst beansprucht.

Schnell transportierbar muß solch ein kleiner Bagger sein: der M 40 wird daher auch als Autobagger geliefert. Bewegt sich das Gerät als Raupenbandbagger fort, empfiehlt es sich, die einzelnen Raupenbandglieder mit Gummiaufsatzplatten zu versehen. Man schützt damit den Untergrund vor Beschädigung. Im Straßenverkehr kann man den MENCK M 40 laut Straßenverkehrsordnung einsetzen, da seine Breite das erforderliche Mindestmaß einhält.

Informieren Sie sich bitte über den neuen MENCK M 40.
Fordern Sie unsere neue Drucksache Nr. 631.



MENCK M 40 beim Aushub einer Baugrube im Trümmergelände.
Die Raupenbandglieder sind mit Gummiaufsatzplatten versehen.

**MENCK & HAMBROCK GMBH
HAMBURG-ALTONA (POSTFACH)**



STELLENANGEBOTE

BBC

s u c h t

JÜNGEREN BAUINGENIEUR

mit Begabung für Entwürfe und Kenntnissen auf dem Gebiet der Statik.

Bewerbungen mit Lichtbild, Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Gehaltsansprüchen erbeten an:

Brown, Boveri & Cie.

Aktiengesellschaft

– Personalsbüro –

Mannheim I

Vertrauliche Behandlung wird zugesichert

Diplomingenieure und Konstrukteure

für Großplanungen im Industrie- und Brückenbau für sofort gesucht.

Mehrere Jahre Praxis erwünscht. Evtl. Auslandstätigkeit möglich. Ausführliche Bewerbungen mit Zeugnisabschriften, Lebenslauf, Lichtbild usw. an

Ingenieurbüro Rhein-Ruhr
G. m. b. H.
Dortmund

STELLENGESUCHE

Junger

Bauingenieur

Dipl.-Ing., Däne, sucht Anfang Oktober Halbtagsstellung (wegen Studien) in Universitätsstadt. Guter Statiker, 1½-jährige Tätigkeit in Spannbeton- und Betonbau. Fließend Deutsch. Bevorzugt Wasser-, Stahl- und Brückenbau.

Gefl. Offerten unter „Der Bauingenieur 451“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

ECO BRA REISSZEUGE
Meisterliche Präzision



VOM SCHULKASTEN

BIS ZUM

Teleskop - REISSZEUG

Verlangen Sie bei Ihrem Fachhändler
das Qualitätsfabrikat ECO BRA

Prospekte und Druckschriften

Unter dieser Überschrift bringen wir Hinweise auf Prospekte und Druckschriften über neue Baustoffe, Bauweisen, Maschinen und Einrichtungen. Diese Hinweise sind für unsere Inserenten kostenlos.

Interessierte Leser wollen die betreffenden Druckschriften – unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ – direkt bei den genannten Firmen anfordern.

AEG Vibrationstechnik — Prospekt PL J/2295.2, J/Vib 55 102 L-Satz 21/22 (J-Mappe), März 1956 — 18 Seiten — DIN A 5
AEG Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Abt. Industrie, Berlin-Grunewald, Hohenzollerndamm 150

Elektrohydraulischer Motorgreifer — Prospekt DZ 300 — 2 Seiten — DIN A 4
DEMAG, Greiferfabrik GmbH., Hamborn, Hagelkreuzstraße 43

RITZ Schlammumpen — Prospekt 20 27/15 Vg/T/1 — 2 Seiten — DIN A 4
Gebr. Ritz & Schweizer, Pumpenfabrik, Schwäbisch Gmünd

HALBERG Vertikal-Pumpen — Prospekt 756.125.14 — 6 Seiten — DIN A 4

HALBERG Abwasserpumpen — Prospekt 756.127.14 — 4 Seiten — DIN A 4

HALBERG Schraubenpumpen — Prospekt 756.208.14 — 4 Seiten — DIN A 4
Halberg, Maschinenbau und Gießerei, GmbH., Ludwigshafen/Rhein

Rüttelverdichter Vibromax AT 2000 — Prospekt Nr. 2628 — 8 Seiten — DIN A 4
Losenhausenwerk, Düsseldorfer Maschinenbau A.G., Düsseldorf-Grafenberg, Postfach 27027

Well-scobalit Balkonbrüstungen — Prospekt — 4 Seiten — DIN A 4 und 4 Beilagen

Technische Informationen über Radium — HRL — Lampen — Prospekt KEW 475, April 1956 — 4 Seiten — DIN A 5
Radium Elektrizitäts-Ges. m. b. H., Wipperfurth

Baustoff Nr. 1 Licht well-scobalit — Druckschrift — 16 Seiten — DIN A 4

well-scobalit für Ladengeschäfte, für Ausstellungsstände, in Bürohäusern, in Krankenhäusern und Bädern, in Kirchen, für Wohnhäuser, in Gaststätten und Hotels, in Schulen — je ein Sonderprospekt — 2 Seiten — DIN A 4

Baustoff Nr. 1: Licht well-scobalit für Fabriken und Werkstätten — Prospekt K 1 — 4 Seiten — DIN A 4
Scobalitwerk, Ferdinand Wilh. Wagner, Andernach/Rh., Koblenzer Straße 42

Die Transport-Arbeit, Techn. Mitteilungen, Heft 6/1956 — Druckschrift — 28 Seiten — DIN A 4
Hans Still, Aktiengesellschaft, Hamburg

ATE-Klimaanlagen — Prospekt WKI — 11 — 6 Seiten — DIN A 4
Alfred Teves, Maschinen- und Armaturenfabrik KG., Frankfurt/M.

IEKU Abdichtung — Prospekt B 501 A V 1056 Dü — 4 Seiten — DIN A 4
Vereinigte Deutsche Metallwerke A.G., Hauptniederlassung Hedderheimer Kupferwerk, Frankfurt a. Main

Moderne Ziegeleien mit WESERHUTTE, Maschinen für die Grobkeramik — Prospekt — 8 Seiten — DIN A 5

WESERHUTTE Technische Information (Grundbagger, Greifbagger, Schleppschaufelbagger, Hochlöfelfbagger, Tieflöfelfbagger) — 6 Seiten — DIN A 4

WESERHUTTE W 24 in eigener Sache (Universalbagger) — Druckschrift — 28 Seiten — DIN A 4

WESERHUTTE W 9 ein Universalbagger nach Ihrem Wunsch — Druckschrift — 20 Seiten — DIN A 4

WESERHUTTE Pionier (Universalbagger) — Prospekt — 8 Seiten — DIN A 4
Weserhütte, Otto Wolff G. m. b. H., Bad Oeynhausen

Weitere interessante Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse in Hannover 1957

DK 69.002.5 : 625.08 : 629.114.2 : 666.97.05 : 061.43 (43—2.27)

60-PS-Raupenschlepper

Bei der Hanomag, Hannover-Linden, tritt ein neuentwickelter 60-PS-Raupenschlepper an die Stelle des bisher gebauten 55-PS-Gerätes. Die Unterseite des Schlepperrahmens ist mit einer kräftigen Panzerung abgeschlossen, um das Eindringen von Verschmutzungen in schwierigem Gelände zu verhindern. Die Stützachse des Laufrollenrahmens für die Gleisketten, die zugleich Drehpunkt des Hubwerkes der Arbeitsgeräte ist, liegt vor der Antriebssturaschse. Da die Hubwerkskinematik nur am Schlepperrahmen befestigt ist, kann sich das Fahrwerk unabhängig von der Planier- oder Ladeeinrichtung frei bewegen. Die Gleisketten stützen sich auf sechs Laufrollen ab und werden auf der oberen Seite über eine Stützrolle geführt. Für die Ausrüstung mit einer Ladeschaufel wird das Fahrwerk zur Ausrichtung auf die zu leistende Hubarbeit nach vorn um eine Laufrolle verlängert.

Planiereinrichtungen zu den Hanomag-Schleppern werden von Menck u. Hambrock, Hamburg-Altona, F. X. Meiller, München, und Gebr. Frisch, Augsburg, als Quer- und Schwenkschild (Abb. 1) geliefert; Frisch und Meiller stellen überdies Front- und Überkopf-Schaufeln als Ladeausrüstung zur Verfügung. Zwischen dem Motor und den Gleisketten wurde genügend Raum gelassen, um dort die Hydraulikzylinder und die Hubmechanik der Arbeitswerkzeuge unterbringen zu können.

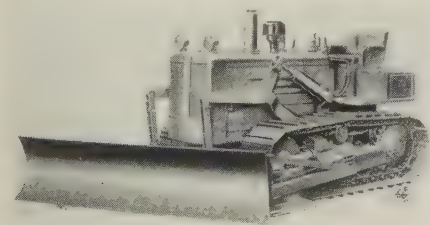


Abb. 1. Raupenschlepper mit Schwenkschild-ausrüstung. — Motorleistung 60 PS; Schildbreite 3,13 m; Gewicht 7,770 t. Planiereinrichtung: Menck u. Hambrock.

Der wassergekühlte Antriebsmotor ist als schlitzzesteuerter und gebläsegespülter Zweizylinder-Zweitaktmotor gebaut. Das anschließende Getriebe mit sechs Vorwärts- und drei Rückwärtsgängen läßt in den Spitzen 9,3 bzw. 6,6 km/h zu. Für den Kraftstoffverbrauch werden bei Planierarbeiten 5,6 bis 6,0 l pro Betriebsstunde angegeben. Die Zugkraft am Haken erreicht im ersten Gang

6,240 t. Das Fahrwerk des Schleppers läßt sich für Kettenbreiten von 400 oder 500 mm einrichten, um den Bodendruck den Verhältnissen der Baustelle anzupassen. Er liegt bei etwa 0,46 bzw. 0,38 kg/cm².

45-PS-Raupenschlepper

Der neue 45-PS-Raupenschlepper von Dolberg, Glaser u. Pflaum, Essen, ist mit einem luftgekühlten 3-Zylinder-Dieselmotor ausgerüstet, der ebenso wie der Getrieberaum gegen Verschmutzung bei der Baustellenarbeit gesichert ist. Um

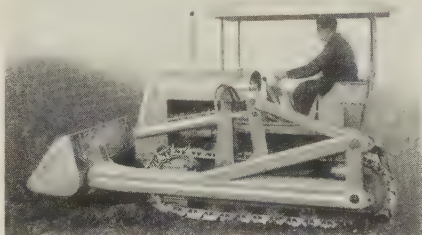


Abb. 2. Raupenschlepper mit Schubrahmen und Überkopf-Ladeschaufel. — Motorleistung 45 PS, Schaufelinhalt 0,4 m³; Gewicht 4,400 t.

in beiden Fahrtrichtungen gleich günstige Arbeitsbedingungen voraussetzen zu können, wurde dem Viergang-Schaltgetriebe ein Wendegetriebe für den Vorwärts- und Rückwärtslauf vorangesetzt. Die Geschwindigkeiten liegen bei der Vorwärtsfahrt zwischen 2,4 und 10,3 km/h und beim Rücklauf zwischen 2,8 und 12,4 km/h; die Zugkraft wird im ersten Gang mit 3850 bzw. 3180 kg angegeben. Zwischen dem Antriebs- und dem Umlenksturas des Fahrwerkes liegen auf jeder Seite vier Laufrollen zur Führung der 305 mm breiten Gleisketten.

Der Schlepper kann für die Aufnahme der Arbeitswerkzeuge mit zwei verschiedenen Schubrahmen in geschweißter Stahlkonstruktion mit hydraulischen Hubvorrichtungen ausgerüstet werden. Der erste Rahmen gestattet den Anbau eines Planierschildes oder einer Überkopf-Ladeschaufel, die gegeneinander austauschbar sind, so daß das Gerät abwechselnd für beide Betriebsarten verwendet werden kann.

Der zweite Schubrahmen läßt sich nur in Verbindung mit einem Planierschild einsetzen, das als Schwenkschild in einem Bereich von $\pm 25^\circ$ beweglich ist. In dieser Form ist das Gerät dann ausschließlich für Flachbaggerarbeiten eingerichtet. Die Arbeitsbreite des Schildes liegt bei 2,17 m.

50-PS-Straßenhobel

Dem Wunsch der Bauindustrie nach einem beweglichen Kleingerät für leichte Planierarbeiten, für das Abheben von Mutterboden, für das Bearbeiten von Böschungen und für die Unterhaltung von Baustellenstraßen kommt das Eisenwerk Frisch, Augsburg, mit einem neuen 50-PS-Straßenhobel entgegen. Das dreiachsige Fahrzeug besitzt als Hauptarbeitswerkzeug eine hydraulisch gesteuerte Hobelschar von 3,00 m Breite, die sich heben, senken, auf den Boden pressen, um 360° drehen und seitlich ausfahren läßt. Für das Begraden von Böschungen kann sie auch nach der rechten Seite bis 90° hochgeschwenkt werden. Als zusätzliche Ausrüstung ist ein Vorsatz-Planierschild vor Kopf des Gerätes vorgesehen. Die Hydraulikanlage wird durch eine Zahnradpumpe versorgt. Zur Aufnahme der Gegenkräfte bei außermittiger Belastung der Hobelschar besitzen die Vorderräder eine hydraulisch gesteuerte Sturzeinstellung.

Eine neuartige Kombination entwickelte Frisch zwischen der Hobelschar und dem bei einem Straßenhobel unentbehrlichen Aufreißer (Abb. 3). Sie ermöglicht es, den Aufreißer zusammen mit der Schar um 260° zu drehen oder ihn



Abb. 3. 50-PS-Straßenhobel mit hydraulischer Steuerung. — Gewicht 5340 kg.

durch seitliches Verschieben auch am Straßenrand einzusetzen. Durch Änderung der Schildneigung läßt sich der Reißwinkel der Zähne verstellen.

Von sieben Vorwärtsgängen und einem Rückwärtsgang kann die jeweilige günstige Übersetzungsstufe ausgewählt werden. Im Rückwärtslauf sind 7 km/h, auf der Vorwärtsfahrt 3,6 bis 36 km/h zu erreichen.

Autoschütter mit Absetzmulde

Sind bei Transporten auf der Baustelle oder im Steinbruch kurze Fahrwege mit langen Ladezeiten zu verbinden, so wird man meist vorteilhafte Ergebnisse erwarten können, wenn für das

Verladen Absetzmulden verwendet werden, die wegen ihrer geringen Kosten in ausreichend großer Zahl verfügbar sind. Für die Transportwagen lassen sich mit dieser Geräteform die sonst unvermeidlichen Wartezeiten beim Laden ausschalten; überdies können die Mulden z. B. in Steinbrüchen auch für die Zwischenlagerung als Sortiergefäße dienen.

Für das Befördern der Absetzmulden, die auf der Messe u. a. von Meiller, München, gezeigt wurden, bietet Zettelmeyer, Konz bei Trier, mit zweckentsprechendem Aufbau das Fahrgestell seiner Autoschütter an. Die Absetzmulden werden von hydraulisch betätigten Schwenkarmen aufgenommen und transportiert. Beim Anheben der Mulden stützt sich das Ende des Fahrgestells auf zwei ausfahrbaren Entlastungsfüßen ab. Zum Entladen wird die Mulde abgesetzt oder gekippt, der Kippwinkel beträgt in der steilsten Stellung 120°.

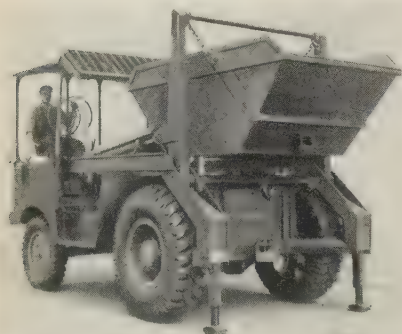


Abb. 4. Autoschütterfahrgestell mit Absetzmulde. — Muldeninhalt 3,5 m³ (gehäuft); Motorleistung 82 PS; Gewicht 8,2 t.

Die Absetzmulden mit einem gestrichenen Maß von 3 m³ können in Verbindung mit dem Fahrgestell des 82-PS-Autoschütters eine Nutzlast von 6,5 t aufnehmen. Für den kleinen Autoschütter von Zettelmeyer mit einem 30-PS-Motor beträgt das Fassungsvermögen der Absetzmulden 1,5 m³ bei einer zulässigen Nutzlast von 3 t.

Handschraper

Mit dem neuen kleinen Handschraper „Joly“ ergänzte das Elba-Werk, Ettlingen (Baden), sein Arbeitsprogramm und entwickelte damit eine Kleinwinde, die auf die Leistungen der kleineren Baustellen — etwa für das Beschicken von Mischern bis zu 375 l Trommelinhalt — zugeschnitten ist. Durch das geringe Gewicht von 165 kg und durch die Möglichkeit, den Schraper in Verbindung mit einem Gestell mit Umlenkseiler zum direkten Beschicken eines Mixers heranziehen zu können, werden die Vorbedingungen eines wirtschaftlichen Einsatzes bei kleineren Bauvorhaben geschaffen.

Die Seilwinde ist mit einer trockenlaufenden Elektromagnetkupplung ausgerüstet, die mit einem 12-Volt-Strom über einen Druckknopf am Führungsgestell der Schrappschaufel ge-

steuert wird. Der Lauf des Motors wird während der Arbeit nicht unterbrochen. Das Steuerkabel kann frei hängend über Umlenkrollen geführt oder es kann im Zugseil untergebracht werden. Auf der Seiltrommel ist Platz für 30 m Seil von

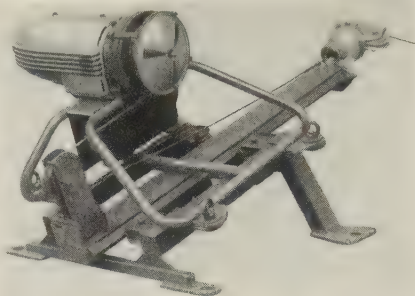


Abb. 5. Handschraper „Joly“ auf einer Konsole montiert. — Motorleistung 1,5 PS; Dauerzugkraft 200 kg; Gewicht 165 kg.

7 mm Durchmesser, die mittlere Seilgeschwindigkeit liegt bei 0,63 m/s. Als Spitzenzugkraft der Winde werden in der ersten Seillage 500 kg angegeben; die Dauerzugkraft liegt bei 200 kg. Eine an der Abdeckung der Seiltrommel regelbare Scheiben-Freilaufbremse verhindert ungewollten Trommelrücklauf.

Statt des Elektromotors kann auch ein Zweitakt-Benzinmotor mit einem kleinen Gleichstromgenerator den Antrieb übernehmen.

Klein-Betonautomat

Mit einer neuen Baugröße in ihrer Reihe von Stetigmischern schafft die Lauterberger Blechwarenfabrik G. m. b. H., Bad Lauterberg, dieser

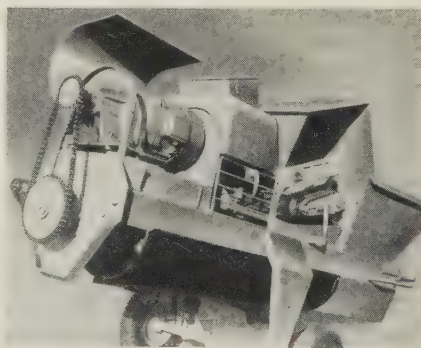


Abb. 6. Klein-Betonautomat. — Betonleistung 3 bis 6 m³/h; Elektromotor 3 PS; Gewicht 675 t.

Mischerart nun auch Eingang auf kleineren Baustellen. Die durch Veränderung der Drehzahl der Mischerschnecke einstellbaren Leistungsgrenzen liegen bei 3 und 6 m³/h. Das Arbeitsprinzip entspricht den bereits bekannten Geräten mit 6 bis 14 m³/h Leistung. Der Aufnahmebehälter faßt etwa 300 l Zuschlagstoffe; er kann durch eine verstellbare Zwischenwand entsprechend der gewünschten Kornzusammensetzung unterteilt werden. Eine Zubringer-schnecke fördert die Zuschläge in den Mischteil, in dem zunächst über ein

Gummi-Zellenband der Zement im geforderten Verhältnis beigefügt wird. Nach kurzem Vormischen tritt die einregulierte Wassermenge laufend über einen Druckausgleich-Behälter hinzu.

Die Reinigung des Gerätes bei Betriebsunterbrechungen und nach Abschluß einer Arbeit erfährt eine wesentliche Vereinfachung durch den aufklappbaren Boden des Misch- und Vormischteiles. Besondere Bedeutung hat für die Betriebssicherheit des Mixers die Güte des Stahles der Schnecken, die mit den Körnungen der Zuschläge an den Wänden unmittelbare Berührung bekommen. Verschlissene Stellen am Schneckenrand können durch Aufschweißen ergänzt werden. Zum Einbau für den Antrieb des Mixers eignen sich Elektro-, Benzin- oder Dieselmotoren.

Verteiler und Fertiger für Betonfahrbahnen

Das gemeinsame Kennzeichen der Verteiler und Fertiger für den Bau von Betonfahrbahnen der Joseph Vögele A.G., Mannheim, ist das für die Höhenregulierung der Arbeitswerkzeuge hydraulisch verstellbare Spreizfahrwerk und das teleskopartige Verbindungsrohr des Fahrgestells für das Einstellen der Einbaubreite. Die im allgemeinen Betonstraßenbau vorkommenden Breiten von 2,50 bis 3,75 m sind dem Betonzug „Junior“ zugeordnet; die Autobahn-Arbeitsbreiten bis zu 7,50 m gehören zum Aufgabenbereich des Typs „Senior“.

Jeder der beiden Betonzüge besteht aus einem behälterlosen Verteiler, der den Beton mit einer um 180° drehbaren Wendeschaukel ausbreitet, und aus einem Fertiger für das Verdichten und Abgleichen des Betons. Dem Wendeschaukel-Verteiler, der auch vorausgehend schon das Abgleichen der Sauberkeitsschicht unter der Papierlage übernehmen kann, wird eine transportable Pritsche zur Aufnahme des abgekippten Betons vorangesetzt. Eine am Fahrwerk mitgeführte Gleitschalung erlaubt ein genaues Verteilen des Betons am Straßenrand.

Den Einbau des Fahrbahnbetons am Fertiger übernehmen ein hin- und hergehender Vorrabstreifer mit veränderlichem Anstellwinkel, eine Rüttelbohle mit leicht ansteigender Sohle und der nachfolgende Schichtabstreifer mit wiederum hin- und hergehender Bewe-



Abb. 7. Spreizfahrwerk des Wendeschaukel-Verteilers mit angehängter Gleitschalung.

gung. Die Wirkung der Verdichtungsbohle mit einer Frequenz von 75 Hz und einer Amplitude von 2 mm ist kräftig genug, um auch zweischichtig eingebaute Decken mit eingelegten Bewehrungsmatten in einem Arbeitsgang verdichten zu können. Für mehrschichtigen Einbau können die Arbeitswerkzeuge des Fertigers bei unveränderter Höhenlage der Schalungsschienen mit dem Spreizfahrwerk hydraulisch um 45 cm (beim Typ „Junior“ um 35 cm) gehoben oder gesenkt werden. Das Einschalten der vorgeschriebenen Höhenmaße wird durch verstellbare Anschläge gesichert.

Leichter Betonfahrbahnfertiger

Für Einbaubreiten von 2,00 bis 5,00 m entwickelte die Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft, Börsingfeld (Lippe), einen neuen Betonfahrbahnfertiger, der die wesentlichsten Arbeitsgänge selbsttätig ausführt. Der Umbau des Gerätes auf die jeweils erforderliche Arbeitsbreite wird durch das Verwenden eines hydraulischen Fahr-antriebes wesentlich vereinfacht. Jede Seite des Fertigers besitzt einen getrennten Ölmotor für die Fahrbewegungen. Als Fahrgeschwindigkeiten sind in vier Vorwärts- und vier Rückwärtsgängen 0,60 m/min, 1,3 m/min, 2,5 m/min und 4,0 m/min vorgesehen.

Den Einbau, das Verdichten und das Glätten des Deckenbetons übernehmen bei dem neuen Fertiger ein hin- und hergehender Abstreifer mit einem

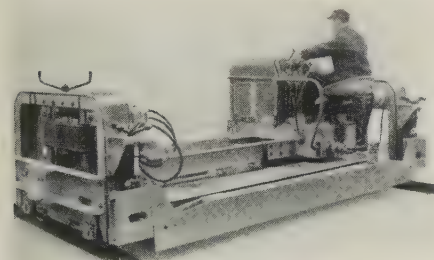


Abb. 8. Leichter Betonstraßen-Fertiger. — Einbaubreite 2,00 bis 5,00 m; Motorleistung 10 PS; Gewicht 4,2 t.

Kastenprofil, eine Vibrierbohle mit 30 oder 50 Hz und abschließend eine ebenfalls hin- und hergehende Glättbohle. Eine gesonderte Ölpumpe speist den Ölmotor für den Antrieb der Vibratoren der Verdichtungsbohle.

Über eine Spindeleinstellung ist der Abstreifer und die Vibrierbohle um 350 mm absenkbar, um die Arbeitshöhen vor Beginn des Einbaues einstellen zu können. Kleinere Korrekturen der eingestellten Höhen lassen sich während des Betriebes hydraulisch vornehmen, so daß der Maschinist seinen Bedienungssitz nicht zu verlassen braucht. Die Glättbohle läßt Veränderungen der eingestellten Höhe aus der Nullage zwischen -70 mm und + 50 mm zu.

Zwischenwege auf der Baustelle können auf einem luftbereiften Fahrwerk mit Anhängedeichsel hinter einem Lastkraftwagen oder auch im Mannschaftszug überbrückt werden.

Straßenfertiger für bituminöse Decken

Mit einem neuen Großfertiger bringt die Maschinenfabrik Eduard Linnhoff, Berlin-Tempelhof, neben dem Fertiger für 2,04 m Einbaubreite nunmehr auch ein Gerät heraus, das mit maximal 4,50 m Arbeitsbreite in jedem Falle eine halbe Straßenbreite in einem

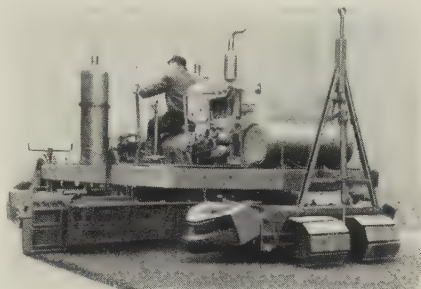


Abb. 9. Fertiger für bituminöse Straßendecken. — Einbaubreite 1,00 bis 4,50 m; Motorleistung 20 PS; Gewicht 5,4 t.

Arbeitsgang verlegen kann. Das Einbaugut wird mit einem etwa 3 t fassenden Dosierwagen verteilt, der vom Fertiger geschoben wird. Das Vorverdichten beim Einbau übernehmen drei nebeneinanderliegende und sich überdeckende heizbare Stampfbohlen, die Bewegungen nach drei Richtungen ausführen. Das Arbeitsprinzip dieser Bohlen wurde von dem in Lizenz der schweizerischen Maschinenfabrik Ammann von Linnhoff gebauten kleineren Fertiger übernommen. Zwei Verteilerschnecken vor den beiden außen liegenden Teilen der Stampfbohle breiten die Einbaumasse auf die eingestellte Arbeitsbreite aus. Bei bituminösem Material kann die Schichtdicke von 1 bis 8 cm betragen; beim Schotterverteilen sind 10 cm zu erreichen, die Einbaubreite muß bei dieser Arbeit jedoch auf 3,50 m begrenzt werden.

Zum Einstellen der Einbaudicke und zum Nivellieren der Decke stützt sich der Tragrahmen des Fertigers vorn auf dem langen Raupenfahrgerüst und hinten auf zwei Stützraupen ab, die auf der verlegten Decke laufen. Zu den Stützraupen ist eine Berieselungs- und Reinigungseinrichtung vorgesehen. Die Arbeitsgeschwindigkeit kann in den Grenzen von 1,2 und 5,5 m/min gewählt werden.

Für den Übergang in die Transportstellung lassen sich neben den Stützraupen zwei luftbereifte Räder herunterklappen und am Gegenende des Fertigers zwei weitere Räder ausfahren. Auf diesen vier Rädern laufend ist das Gerät dann im Schlepp eines Lastkraftwagens für eine Geschwindigkeit von 20 km/h zugelassen.

Teer- und Bitumen-Spritzmaschine

Die Wirtschaftlichkeit einer Spritzmaschine ist im Straßenbau von der Umsetzgeschwindigkeit zwischen den oft weit auseinander liegenden Baustellen, von der Aufheizzeit, von den Bedienungskosten und von den Betriebsstoffkosten abhängig. Diesen For-

derungen versucht eine neue Spritzmaschine von W. u. J. Scheid, Limburg (Lahn), weitgehend gerecht zu werden. Die mit einem 13-PS-Motor ausgerüstete Neukonstruktion ist mit einem Kessel von 1000 oder 1500 l Nenninhalt versehen. Als Marschgeschwindigkeit sind mit dem Selbstfahrantrieb auf luftbereiften Rädern 20 km/h erreichbar, so daß sich die auf der Straße zulässigen Höchstgeschwindigkeiten von 15 bzw. 20 km/h ausnutzen lassen.

Der Kochkessel ist reichlich bemessen, um den Nenninhalt auch während der Fahrt leicht aufnehmen zu können. Die anschließende Wärmehaube bietet Platz für zwei Bindemittel-Fässer. Betriebstechnisch hat die tiefe Lage des Aufbaus erhebliche Vorteile. Bei der geringen Bauhöhe wird man im allgemeinen auf einen maschinellen Faßaufzug verzichten und sich mit einer Handwinde begnügen.

Für den Hochdruckluft-Ölbrenner wird in Verbindung mit der Dreizugheizung ein Wärmewirkungsgrad von 70 % angegeben. Die Anheizzeit für

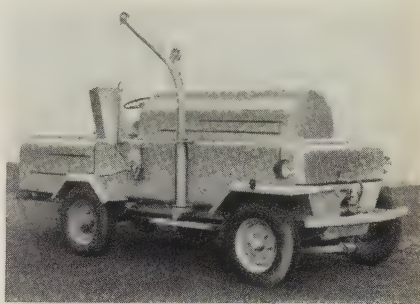


Abb. 10. Teer- und Bitumen-Spritzmaschine. Inhalt 1000 l; Motorleistung 13 PS; Leergewicht 2,3 t.

eine Temperatursteigerung von 20 auf 120° liegt für den 1000-l-Kessel bei etwa 25 Minuten. Der unmittelbar über dem Brenner liegende isolierte Heizölbehälter hat 90 l Inhalt. Ein Bimetall-Zeigerthermometer dient der Temperaturüberwachung.

Die Spritzeinrichtung für zwei Düsenanschlüsse ist in einem Wärmeschrank untergebracht. Zum Umpumpen des Bitumens ist eine leistungsstarke Zahnradpumpe vorgesehen; der Spritzdruck liegt bei 2 bis 6 atü. Für die Reinigung der Spritzeinrichtung ist eine Druckluftanlage mit 5 atü Betriebsdruck eingebaut.

Kombinierte Walze

Eine kombinierte Walze, die die beiden angetriebenen Walzenräder einer statischen Dreiradwalze als Zugwalze mit einer 2-t-Anhänge-Rüttelwalze vereinigt, wird von den Firmen Weller, Düsseldorf, und Ruthemeyer, Soest, auf den Markt gebracht. Diese Kombination ermöglicht es, alle auf einer Straßenbaustelle vorkommenden Verdichtungsarbeiten — vom Verdichten des Untergrundes, über den Einbau der Frostschutz- und Schotter-schichten bis zum Walzen der bituminösen Decke — nacheinander auszuführen.

Das Grundgewicht der Zugwalze beträgt 4,5 t, es kann durch Wasserfüllung auf 5,5 t gebracht werden. Mit

Bandagenbreiten von 2×550 mm erreicht die Walze eine Arbeitsbreite von 1,86 m. Der Antriebsmotor hat eine Leistung von 18 PS. Die Vibrationswelle der Anhängewalze wird ebenfalls von einem 18-PS-Motor angetrieben. Sie arbeitet mit einer Frequenz von 60 Hz. Da die Rüttelwalze eine Bandagenbreite von 1,40 m besitzt, muß sie bei Arbeiten am Straßenrand seitlich der Mittellinie an die Zugwalze gehängt werden. Zur Ausrüstung beider Walzen gehören eine Berieselungsanlage und abstellbare Abstreifer. Der Walzenführer ist in der Lage, vom Bedienungsstand der Zugwalze aus die Arbeitsgänge beider Walzen zu steuern.

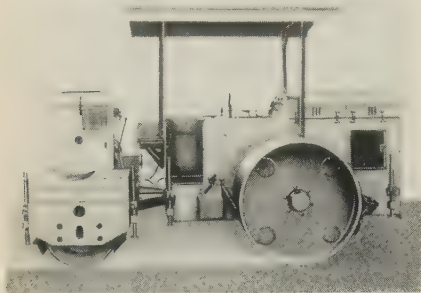


Abb. 11. Kombinierte Walze. — Frequenz der Anhängewalze 60 Hz; Motorleistung 2×18 PS; Gewicht $2,0 + 4,5$ t.

Beide Teile der kombinierten Walze sind durch eine einfache Anhängerkuppelung miteinander verbunden; sie können jederzeit schnell getrennt werden und lassen sich dann für verschiedene Einsätze einzeln verwenden. Der Zugwalze wird eine 5,5-t-Blindwalze beigegeben, während die Rüttelwalze mit einem Raupenschlepper zusammen arbeitet.

Tandem-Rüttelwalze

Die Dingler-Werke, Zweibrücken, stellen ihrer leichten Tandem-Rüttelwalze mit 2,3 t Eigengewicht jetzt einen schweren Typ VTS von 3,5 t Gewicht an die Seite, das durch Ballastaufnahme auf 4,2 t erhöht werden kann. Die kleinere Lenkwalze mit 800 mm Durchmesser liegt vorn; die angetriebene hintere Walze mit dem größeren Durchmesser von 1000 mm hat eine Banda-

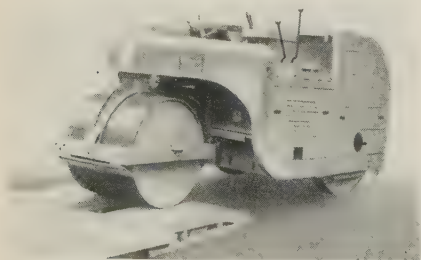


Abb. 12. 3,5-t-Tandem-Rüttelwalze. Achsabstand 2,10 m; Motorleistung 18 PS.

genbreite von 1,275 m. Mit zwei verstellbaren Exzentern für die Schwingungserzeugung läßt sich die Rüttelfrequenz stufenlos zwischen 0 und 50 Hz regeln.

Der drehbare Fahrersitz wurde so angeordnet, daß der Walzenführer eine gute Übersicht über die zu bearbeitende

Fläche hat. Die hydraulische Lenkung der Walze wird über ein Handrad gesteuert. An den 18-PS-Antriebsmotor ist ein Dreigang-Schaltgetriebe angeschlossen, das neben den beiden Arbeitsgeschwindigkeiten von 1,7 und 2,75 km/h noch ein Umsetzen mit 6 km/h zuläßt. Das hohe Eigengewicht der Walze erweitert ihren Einsatzbereich beträchtlich, da sie auch wirkungsvoll als statische Tandemwalze verwendbar ist. Die serienmäßige Ausstattung schließt eine Berieselungsanlage und Abstreifer an den Walzen ein.

Rüttelverdichter

Der vom Vorjahr bereits bekannte Rüttelverdichter mit 3,75 m Arbeitsbreite für große Flächenleistung von Orenstein-Koppel, Dortmund, hat in seinem konstruktiven Aufbau und in seiner äußeren Form nun eine abschließende Lösung gefunden. Eine bessere Übersicht über die Arbeitsfläche erhält der Bedienungsman durch das Verlegen seines Sitzes an den Kopf des Gerätes. Eine geschlossene Kabine schützt ihn und ebenfalls den Antriebsmotor vor Witterungseinflüssen.

Das Arbeitsgebiet des Rüttelverdichters erstreckt sich auf alle Schüttungen nicht bindiger Bodenarten und auf das Verdichten von Schotterlagen und Frostschutzschichten im Flugplatz- und Straßenbau. Die freischwingenden Rüttelschuhe werden einzeln über Keilriemen angetrieben, die Frequenzen und die Vorschubgeschwindigkeit lassen sich stufenlos regeln und den Bedingungen der Baustelle und der Verdichtungs-

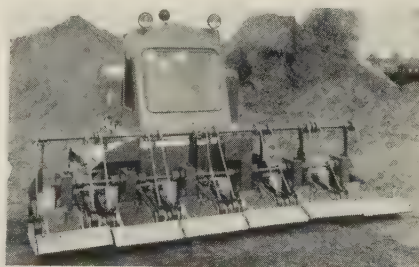


Abb. 13. Rüttelverdichter. — Arbeitsbreite 3,75 m; Motorleistung 95 PS; Gewicht 6,5 t.

aufgabe anpassen. Für die Rüttelfrequenz steht der Bereich von 25 bis 40 Hz zur Verfügung. Da der Vorschub zwangsweise durch das Raupenfahrwerk geregelt wird, ist ein Festrütteln des Gerätes nicht möglich. Ein Übertragen der Schwingungen auf den Antriebsteil verhindert die Lagerung der Plattenaufhängungen in Schwingmetallbuchsen.

Für das Raupenfahrwerk wurde auf einen hydraulischen Antrieb zurückgegriffen, die Fahrgeschwindigkeiten liegen zwischen 0 und 38 m/min in beiden Fahrrichtungen. Verdichtungsarbeit kann in der Vor- und Rückfahrt geleistet werden. Die Arbeitsbreite läßt sich im Bedarfsfalle durch Entfernen der beiden äußeren Platten auf 2,50 m reduzieren.

Anhänge-Gitterwalze

Mit Anhänge-Gitterwalzen, die oft mit sehr hoher Geschwindigkeit von 30 bis 40 km/h über die zu verdichtenden Flächen gezogen werden, bearbeiten die

Amerikaner Bodenschüttungen aller Art und Schotterlagen. Ein „Grid-Roller“ der Firma Hyster wurde in Hannover vom Metallwerk Friedrichshafen ausgestellt. Der als Doppelkegel geformte Gewichtskern der Walze ist mit einer Gittertrommel von 2,20 m Breite umgeben. Anbackendes Material wird von den glatten Kegelwandungen durch Reinigungsmesser entfernt (s. Abb. 14). Beim Verdichten von Felsbrocken und Geröll ist die schwere Walze in der



Abb. 14. Anhänge-Gitterwalze hinter einem Raupenschlepper. — Gewicht 12,0 bis 13,6 t.

Lage, einzelne Stücke auf dem Untergrund zu zerkleinern. Gern wird das Gerät auch zum Zertrümmern von zerstörten bituminösen Decken herangezogen, die erneuert werden sollen.

Der schwere Rahmen der Walze mit 12 t Eigengewicht bietet Platz für das Aufsetzen von Betonklötzen, um das Einsatzgewicht der Gitterwalze auf 13,6 t erhöhen zu können.

Betonpumpe mit freibeweglichem Kolben

Bei einer neuen Betonpumpe der Torkret GmbH., Essen, findet die Hydraulik für den Antrieb des Kolbens und für die Steuerung des Schiebers an der Einlauföffnung Anwendung. Der freibewegliche Kolben wird durch Druck- und Saugwasser im Förderzylinder hin- und herbewegt und an den Endpunkten seines Arbeitsweges elektromagnetisch umgesteuert. Während der Erprobungszeit dieses neuen Gerätes hat es sich als zweckmäßig erwiesen, den Pumpenteil vom Antriebsteil zu trennen. Beide Maschinensätze sind durch einen Schlauch als Druck- und Saugleitung zur Bewegung des Kolbens und durch zwei weitere Schläuche zum Steuern des als Flachschieber ausgebildeten Verschlusses am Einfülltrichter verbunden.

Im Antriebsteil sind der Elektromotor, der Wassertank und die mehrstufige Kreislumpumpe der Hydraulikanlage und die Steuereinrichtungen für das Umlenken des Wasserstromes und für die Schieberbewegungen untergebracht. Beide Teile des Gerätes können in beliebiger Entfernung voneinander aufgestellt werden, so daß im engen Bereich der Betonaufbereitungsanlage nur der Pumpenteil zu stehen braucht. Die Montage auf luftbereiften Achsen erleichtert den An-

transport zur Baustelle und hilft die Aufbauzeit verkürzen. Je Kolbenhub werden etwa 150 l Beton gefördert, der Einfülltrichter bietet Raum für 500 l. Die Pumpe wird in zwei Größen für

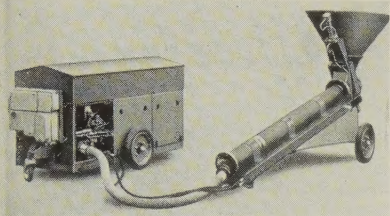


Abb. 15. Hydraulische Betonpumpe mit freibeweglichem Kolben. — Förderleistung 10 bis 20 m³/h; Antriebsmotor 27 PS; Gewicht 1100 kg.

Leistungen von 10 bis 20 und von 20 bis 30 m³/h gebaut; die erreichbare Förderweite liegt bei 300 m, die Förderhöhe bei etwa 50 m.

Von besonderer Bedeutung ist es für die Wartung des Gerätes, bei dem nur der Förderzylinder, der freibewegliche Kolben und der Flachschieber mit dem Beton in Berührung kommen, daß diese Verschleißteile leicht zugänglich sind und daß sie ohne längere Betriebsunterbrechungen ausgewechselt werden können.

Beton-Spritzmaschine

Zum Arbeitsgebiet der Beton-Spritzmaschinen gehört das Auskleiden frisch ausgeschossener Stollen, die Vornahme von Felssicherungen, das Ergänzen be-

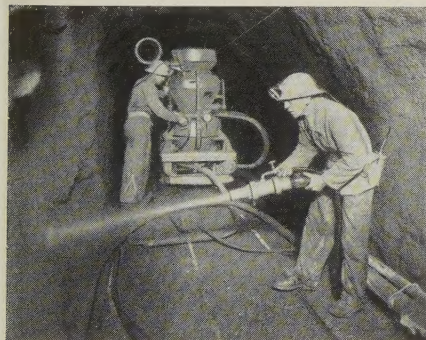


Abb. 16. Schalungsloses Auskleiden eines Stollens mit einer Beton-Spritzmaschine. — Betriebsdruck 1,5 bis 3,5 atü; Gewicht 700 kg.

schädigter Betonkonstruktionen und auch das Aufspritzen dünnwandiger Stahlbetonbauteile auf einseitige Schalungen. Bei diesem Verfahren wird das natur-

feuchte Gemenge aus Zuschlagstoffen und Bindemittel durch Rohr- oder Schlauchleitungen mit Druckluft zu einer Mischdüse gefördert, in der das Abbindewasser kurz vor dem Austritt des Druckstrahles hinzugesetzt wird. Die Expansion der Förderluft läßt den Beton mit großer Geschwindigkeit ins Freie treten.

Mit dem neuen Typ einer Spritzmaschine von 4 m³/h Leistung (loses Gemenge) erweitert die Beton-Spritzmaschinen GmbH., Frankfurt (Main), ihr Bauprogramm, das außerdem kleinere Geräte mit Leistungen von 1, 1,5 und 2 m³/h umfaßt. Entsprechend dem zulässigen Größtkorn der Zuschläge von 20 mm ist der Durchmesser des Materialschlauches auf 50 mm vergrößert worden. Die Oberkammer des Zweikammergerätes dient als Schleuse für die Aufgabe der Baustoffe. Aus der unten liegenden Arbeitskammer tritt das trockene Sand-Zement-Gemenge über ein Taschenrad gleichmäßig zugeteilt in den Förderluftstrom. Durch Regulierung der Umlaufgeschwindigkeit des von einem Druckluftmotor angetriebenen Taschenrades kann sich die Förderleistung der Spritzmaschine den jeweiligen Arbeitserfordernissen anpassen. Die Glockenventile zum Verschließen der Kammern sind mit Gummidichtungsringen versehen.

Der Bedarf an angesaugter Luft beträgt bei 1,5 bis 3,5 atü Betriebsdruck etwa 10 m³/min. Die erreichbare Förderweite liegt bei 200 m, in der Vertikalen können bis zu 50 m überwunden werden.

Hydraulische Betonstahlschneide- und -biegemaschine

Für einen schnellen Standortwechsel ist die hydraulische „Kamax“-Schneide- und Biegemaschine, die in Hannover von der Allgemeinen Baumaschinengesellschaft, Bösingfeld (Lippe), vorgeführt wurde, mit einer Fahrachse und mit einer Deichsel für den Mannschaftszug versehen. Sie bietet sich als typisches Kleingerät für die beengten Raumverhältnisse normaler Baustellen zum Schneiden und Biegen von Bewehrungsstählen an.

Das Grundgerät besitzt einen 6-PS-Diesel- oder Elektromotor und erzeugt mit einer Ölpumpe in der Hydraulikanlage einen Betriebsdruck von 600 atü. Zum Biegen der Stähle wird ein Biegeteller auf den Tisch der Maschine gesetzt, der für das automatische Abschalten nach dem Erreichen des bis zu 270° veränderlichen Biegewinkels für die Aufnahme von Umsteckanschlüssen ein-



Abb. 17a. Hydraulische Biegemaschine für Betonstähle. — Motorleistung 6 PS; Gewicht 250 kg.

gerichtet ist. Bei einer Drehzahl des Tellers von 2,5 U/min können Einzelstäbe bis 45 mm Durchmesser oder vier 30-mm-Stäbe gemeinsam gebogen werden (Betonstahl I mit 45 kg/mm²).

Das Ablängen der Betonstähle übernimmt ein handgeführter Schneidkopf von etwa 6 kg Gewicht, der mit der Hydraulik des Grundgerätes durch einen Hochdruckschlauch verbunden ist. Aus-

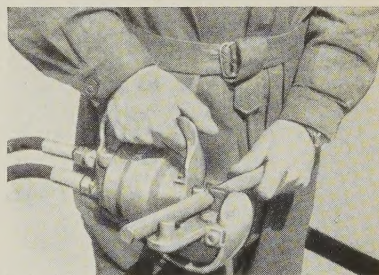


Abb. 17 b. Schneidkopf zum Ablängen von Betonstählen. — Gewicht 6 kg.

wechselbare Schneidbacken ermöglichen das Bearbeiten von Rundstählen mit 15, 22 und 42 mm Durchmesser; die Leistung wird mit 8 bis 40 Schnitten/min angegeben. Besondere Vorteile bietet der leicht bewegliche Schneidkopf beim Ablängen von Stählen an schwer zugänglichen Stellen, z. B. beim Verlegen von Spannbeton-Bewehrung, und beim Zuschneiden von Bewehrungsmatten. B. Hille, Aachen.

Baumaschinen und Baueinrichtungen

Von Professor Dr.-Ing. habil. O. Walch, ehem. Unesco Expert at The Indian Institute of Technology, Kharagpur/Indien.

Erster Band: **Baumaschinen**. Mit 291 Abbildungen. X, 302 Seiten Gr.-8°. 1956.

Ganzleinen DM 37,50

Inhaltsübersicht: Einleitung. Die Entwicklung der Baumaschinen. Die im Baubetrieb zur Verwendung kommenden Maschinen. — **Maschinen für Erd- und Felsarbeiten**. Allgemeine Bemerkungen. Die im Erdbau zu lösenden Aufgaben. Berechnung der Leistungen beim Aus- und Bodenaushub im Trockenen. Maschinen zum Lösen und Laden. Maschinen zum Lösen, Laden und Transportieren (Flachbagger, Kabelbagger usw.). Spezialbagger. Transport von Boden. Einbau des Bodens. Erdaushub unter Wasser. Vorbemerkung. Schwimmloßbagger. Eimerkettenbagger. Saugbagger. Abtransport des Baggergutes. Sonstige Fahrzeuge. — **Maschinen für Felsarbeiten im Trockenen**. Bohren. Laden des gesprengten Felsmaterials. Zweckmäßige Größe des gesprengten Materials. — **Maschinen für Felsarbeiten unter Wasser**. Felsaushub bei geringer Wassertiefe. Felsaushub in tiefem Wasser. Maschinen für Stollenausbruch. Bohren im Stollen. Laden des geschossenen Materials. Transport des geschossenen Materials. Lüftung des Stollens. — **Maschinen für Gründungsarbeiten**. Pumpen und ihre Anwendung für Wasserhaltung, Lösen und Transport des Bodens. Pumpen. Wasserhaltung. Lösen des Bodens. Transport des Bodens. Spülen und Sumpfen. — **Maschinen für das Rammen von Spundwänden, Pfählen usw.** Bedeutung der Rammarbeiten. Rammen. Ziehen der Spundbohlen. Abschneiden der Spundbohlen. Geräte für verschiedene Gründungsarten. Druckluftgründungen. Schildvortrieb. Geräte für Zementeinpessungen. — **Maschinen für Transport und Heben**. Absatzweise arbeitende Fördermittel. Schraubenspindeln, Zahnstangenwinden usw. Hebeböcke. Flasenzüge, Elektrozüge und ähnliche Maschinen. Bauwinden, Preßluftwinden usw. Aufzüge, Plattformaufzüge usw. Schrägaufzüge und Bremsberganlagen. Krane, Derricks, Turmdrehkrane usw. Kabelkrane und Brückenkabelkrane. Seilbahnen. Elektrokarren usw. Hängebahnen. Stetig arbeitende Fördermittel. Bänder aller Art. Schnecken. Becherwerke, Elevatoren, Becherauflader usw. Pneumatische Förderer. — **Maschinen für die Aufbereitung der Zuschlagstoffe, der Betonbereitung** usw. Maschinen zum Zerkleinern, Sortieren und Waschen. Zerkleinerungsmaschinen. Sortiermaschinen. Waschanlagen. Lagerung von Zuschlagstoffen. Vor- und Nachteile der Lagerung großer Mengen. Ausbildung der Lager für große Mengen. Lagerung kleiner Mengen in Silos. Abmessung der Zuschlagstoffe. Transport, Lagerung und Abmessung von Zement. Antransport von Zement. Lagerung des Zements in Silos. Transport des Zements vom Silo zur Mischanlage. Abmessung des Zements. Zusammenfassende Bemerkung. Maschinen zur Herstellung von Beton und Stahlbeton. Mischer. Schneide- und Biegemaschinen. Schalung. Transport des Betons von der Mischanlage zur Verwendungsstelle. Gesichtspunkte für die Wahl der Transportart. Verschiedene Transportarten. Behandlung des Betons. Verdichtung des Betons. Kühlung des Betons. Oberflächenbehandlung. Zementeinpessungen. — **Maschinen für die Herstellung von Straßendecken**. Vorbemerkung. Geräte für die Herstellung von Betondecken. Umschlag und Lagerung der Baustoffe. Abmessung von Zuschlagstoffen und Zement, Transport zur Verwendungsstelle. Planumsherstellung. Betonmischer. Abgleichen, Verdichten und Glätten. Maschinen für das Schneiden der Fugen. Maschinen für die Nachbehandlung des Betons. Methoden für die Regulierung von Fahrbahndecken. Schutzdächer. Geräte für die Herstellung von Schwarzdecken. Mischdecken. Oberflächenbehandlung. Flickverfahren. Bodenvermörtelung. Maschinen für die Straßenunterhaltung. — **Geräte im Hochbau**. **Literaturverzeichnis**. — **Sachverzeichnis**.

Der Verfasser hat sich vorgenommen, die maschinelle Einrichtung von Baustellen in einem dreibändigen Werk zu behandeln. In dem vorliegenden 1. Band werden die heute verfügbaren Baumaschinen im Hinblick auf ihre Arbeitsweise und ihre Anwendungsmöglichkeiten beschrieben. Auf maschinentechnische Fragen und konstruktive Einzelheiten wird dabei absichtlich nicht eingegangen. Die Gliederung des Stoffes ist deshalb auch nach dem Verwendungszweck der Maschinen durchgeführt. Es werden der Reihe nach gebracht: Maschinen für Erd- und Felsarbeiten, für Gründungsarbeiten, für Transport und Heben, für die Aufbereitung der Zuschlagstoffe, der Betonbereitung und für die Herstellung von Straßendecken. Schematische Strichzeichnungen und Lichtbilder tragen zur Veranschaulichung der einzelnen Baumaschinen bei. Als Beurteilungsgrundlagen für den Einsatz sind eine Anzahl von Zahlentafeln eingefügt, die die technischen Hauptdaten der Geräte enthalten.

Das Buch vermittelt einen guten Überblick über die Vielzahl der maschinellen Hilfsmittel für den Baubetrieb und ihre Einsatzmöglichkeiten. Es wird daher sicherlich sowohl von dem in der Ausbildung begriffenen, als auch von dem bereits in der Praxis stehenden Bauingenieur gern zur Hand genommen werden, zumal es die Grundlage bildet für die noch zu erwartenden Bände über Baueinrichtungen und praktische Beispiele.

„Der Bauingenieur“

Im September 1957 wird erscheinen:

Zweiter Band: **Baueinrichtungen**. Mit 160 Abbildungen. Etwa 336 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen etwa DM 40,50

In Vorbereitung befindet sich:

Dritter Band: **Praktische Beispiele**.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Interbau - Industrieausstellung Berlin 1957

14. - 29. September



Auskunft:

Berliner Ausstellungen

Berlin-Charlottenburg 9,

Masurenallee 5-15

SPRITZBETON
mit der

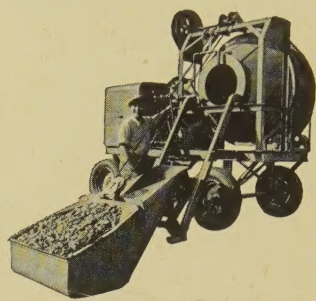
ALIVA MS-12

PLASTIMENT GmbH KARLSRUHE
Postf. 200 - Tel. 26823 - Fsch. 0782 616

Wollen Sie mehr leisten?
dann:

GROSS

Freifallmischer



A. GROSS GmbH - Baumaschinenfabrik - Schwäbisch Gmünd

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlspundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

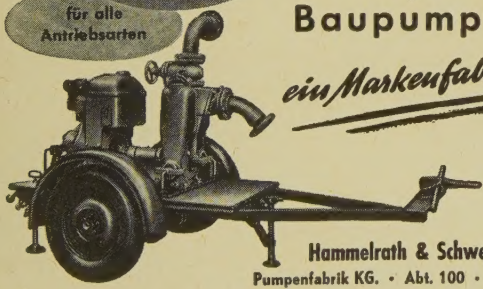
ALS DICHTUNGSMITTEL
PROLAPIN DRP
MÖRTELZUSATZ
FLÜSSIG U. PULVER
HANS HAUENSCHILD-CHEM. FABRIK KG-HAMBURG

3
wichtige
Punkte
selbstansaugend
unempfindlich
für alle
Antriebsarten



Baupumpen

ein Markenfabrikat



Hammelrath & Schwenzer

Pumpenfabrik KG. - Abt. 100 - Düsseldorf

CEDRA
DRAHT-ROLL-GLAS

nagel-bar

schneid-bar

biegsam

- die ideale Schnell-Verglasung für das gesamte Bauwesen
- der bewährte Werkstoff für alle Wirtschaftszweige z. B. Trennwände · Schutzdecken · Oberlichter usw.

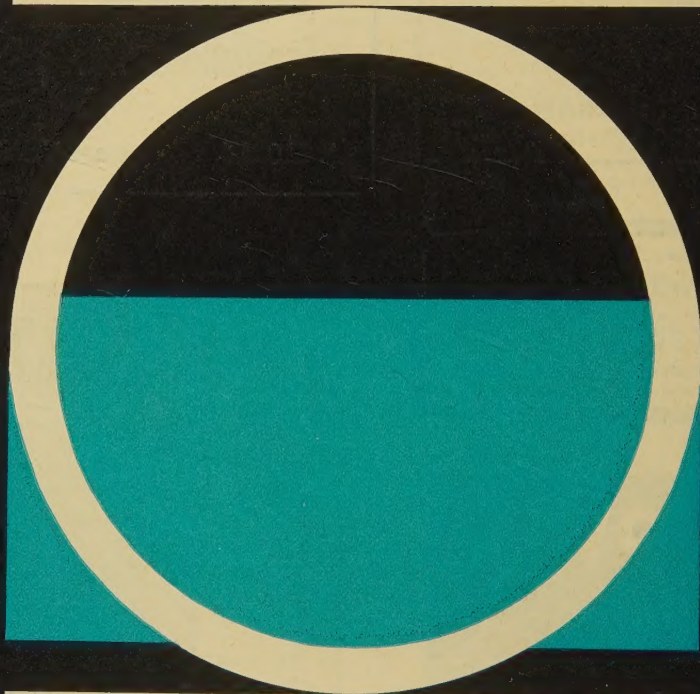
VERKAUFSBURO
WALDEMAR **HOENING** OELDE
WESTFALEN
POSTFACH

CERINOL · EUROLAN · PLASTIKOL

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTEN

RELAX · ADEXIN · D-FLUAT

Eternit



DRUCKROHRE

NACH DIN 19800